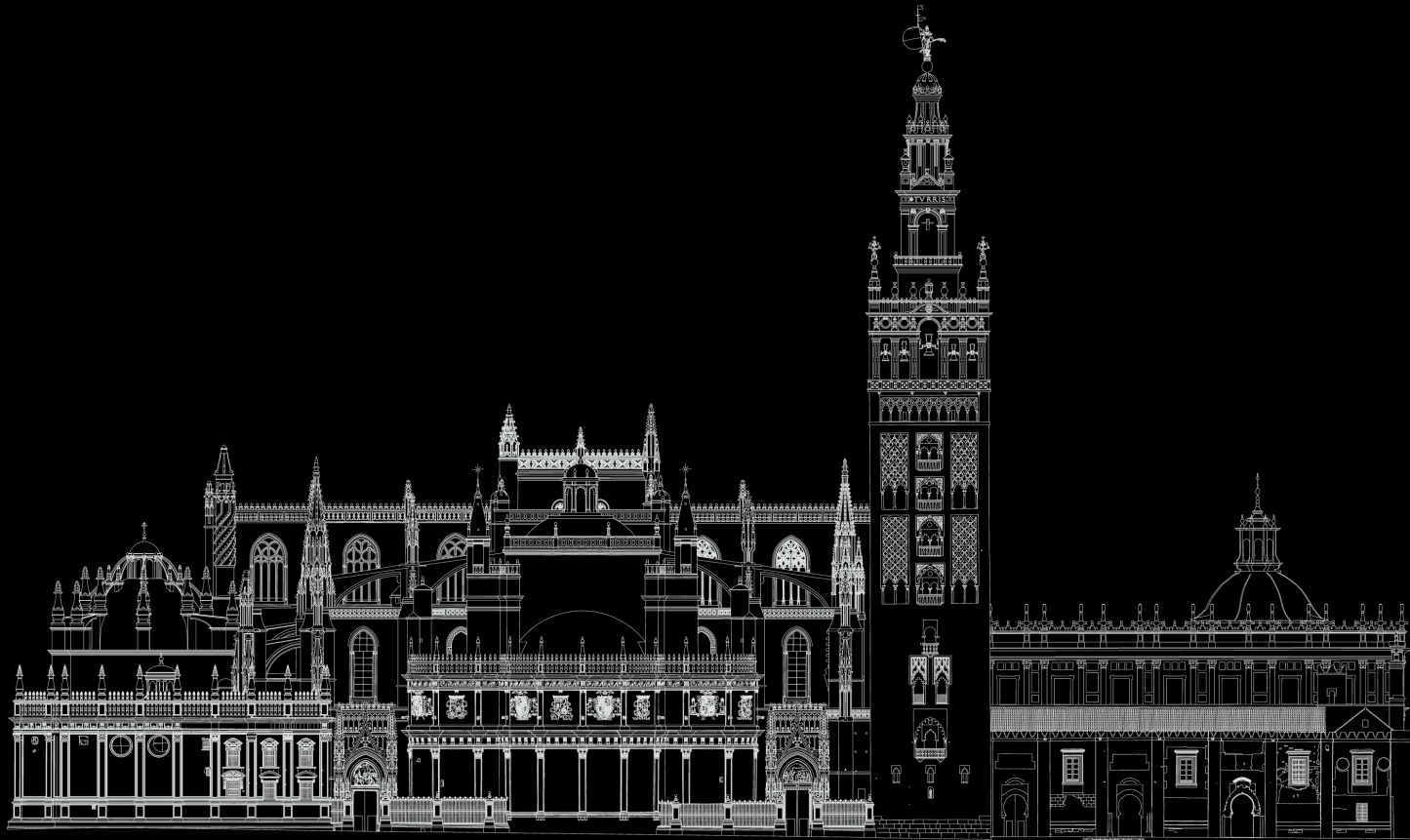


ANÁLISIS DINÁMICO DE LA CATEDRAL DE SEVILLA



Francisco Gálvez González

ANÁLISIS DINÁMICO
DE LA
CATEDRAL DE SEVILLA

Francisco Gálvez González



Escuela Técnica Superior de
Ingeniería de Edificación

Tutor: D. Emilio Yanes Bustamante

Septiembre 2014
Grupo 16

“Esto va a durar más que la obra de la Catedral”
Expresión hiperbólica popular para expresar que algo dura demasiado.

Índice

0	Introducción	9	5	Análisis estructural	63
				5.1. El terreno bajo la Catedral	65
				5.2. Interacción suelo-estructura	67
				5.3. Rellenos de las alcatifas	70
				5.4. Cargas y factores considerados	74
				5.5. Combinaciones de acciones	77
				5.6. Comportamiento de una catedral a sismo	78
				5.7. Hipótesis previas al cálculo de sismo	79
				5.8. Modelado	85
				5.9. Interpretación de resultados de elementos finitos	93
				5.10. Validación del modelo	96
				5.11. Cálculo informático de la estructura sometida a acciones dinámi- cas de sismo	100
				5.12. Tensiones para un análisis estático	101
				5.13. Entendimiento del movimiento sísmico a partir de las deforma- ciones	106
				5.14. Limitaciones de seguridad estructural	114
				5.15. Movimientos de los contrafuertes	115
				5.16. Estabilidad de los arbotantes	121
				5.17. Estudio específico de las bóvedas	130
				5.18. Soportes	140
			6	Conclusiones	145
			7	Futuras líneas de investigación	151
			8	Bibliografía	153
1	Análisis contextual	17			
	1.1. Aproximación histórica	19			
	1.2. Estudio económico del s.XV en Sevilla y España	20			
	1.3. Demolición y construcción	22			
2	Actividad sísmica en Sevilla	27			
	2.1. Sismicidad de Sevilla	29			
	2.2. Riesgo sísmico	30			
3	Descripción del edificio	33			
	3.1. Daños y reparaciones en la Catedral	35			
	3.2. Distribución	38			
	3.3. Estudio de la sección	40			
	3.4. Estudio de la planta	42			
	3.5. Estudio de la cimentación	44			
	3.6. Estudio de los soportes	46			
	3.7. Materiales	47			
4	Límites del estudio	57			
	4.1. Criterio de elección	59			
	4.2. Definición de contornos	59			



0

Introducción

0 Introducción

No se puede entender la fábrica catedralicia de Sevilla tal y como la conocemos hoy sin el contexto que la ha hecho llegar hasta nuestros días. Todo un conjunto de situaciones que se unieron para llevar a cabo tan ingente proyecto. Desde la sucesión de los diferentes maestros de obras, la poderosa mano del cabildo y la corona, hasta los trabajadores que cobraban en forma de bulas y al esfuerzo del pueblo sevillano. Un buen día me contaron en clase la historia de un viandante que pasaba por una catedral de la edad media y vio a un obrero en un rincón bajo el esplendor de la catedral pasando la escoba limpiando los restos de polvo. El viandante viendo este trabajo tan burdo comparado con los demás obreros que levantaban muros y erigían bóvedas le preguntó que qué hacía en este sitio. -Estoy construyendo una catedral.- Contestó con ilusión.

Esta metáfora quiero hacerla mía hoy día, complementando este entendimiento de nuestra catedral construyéndola con los avances tecnológicos contemporáneos.

Recalcando la importancia de conocer los inicios de la construcción, nos trasladamos a comienzos del siglo XV, cuando la catedral aún tenía forma de mezquita. Se conservan de esa época partidas de demoliciones y de restauración de aquella construcción, en esos tiempos ya bastante deteriorada en gran parte por la acción de diversos terremotos.



Fig. 1 Derrumbe del cimborrio en 1888

Vemos cómo incluso antes de convertirse en la estructura gótica la palabra sismo rodea a la catedral. Y ya construida ha sufrido reconstrucciones y restauraciones durante toda su vida, pasando por la reconstrucción del cimborrio mal proyectado por Alonso Rodríguez, o por las reparaciones de Fernández Casanova, llegando hasta hoy día con la última sustitución de los pilares también acompañados de un sismo de escala cuatro.

La historia muestra cómo terremotos de una intensidad como el acaecido en Lorca en 2011 y el número de fallecidos, ponen de manifiesto la especial incidencia de estas acciones en la destrucción de patrimonio edificado. Algunos de ellos, como la Iglesia de Santiago, del mismo periodo que la Catedral. Concretamente 1470.

Teniendo en cuenta que estamos tratando un edificio histórico, el planteamiento de resistencia estructural frente a sismo, no puede ser el mismo que en edificaciones modernas. El objeto de la NCSE-02, es “La finalidad última de los criterios que han de seguirse para la consideración de la acción sísmica, es la de evitar la pérdida de vidas humanas y reducir el daño y coste económico que puedan ocasionar los terremotos futuros.”. Sin embargo, en estructuras históricas, los criterios van más allá. Ya que además de evitar pérdidas humanas, un factor muy importante es salvaguardar el legado artístico, histórico, económico, arquitectónico e ingenieril intrínseco del edificio.



Fig. 2 Iglesia de Santiago tras el terremoto de Lorca

Varios autores han realizado estudios profundos sobre diversos aspectos de la catedral como comento a lo largo del presente proyecto, aportando gran cantidad de datos técnicos muy valiosos como apoyo de mi investigación.

Algunas publicaciones hacen mención al diseño estructural de la catedral, poniendo en duda su efectivo funcionamiento. Efectivamente este diseño podría hacer que pudiésemos prescindir de ciertas partes en un estado estático, aunque sometido a ciertas cargas excepcionales pudiesen ser de gran utilidad. El problema viene de la mano del mismo diseño que comento. Poniendo de ejemplo la transmisión de cargas bóveda-arbotante-pináculo-contrafuerte, los cuales componen la base del gótico, el lugar geométrico que ocupan los arbotantes no son los adecuados para un lógico funcionamiento, incluso podría llegar a desplomarse debido a este factor. No es mi intención dar la voz de alarma ante estos hechos, mi intención es cuestionarlos, estudiarlos y sacar conclusiones de por qué un edificio aparentemente con un diseño incorrecto, lleva en pie 500. E incluso ir más lejos. A sabiendas y basándome en los hechos aplastantes de que el edificio funciona correctamente, ¿Qué pasaría si fuese sacudido por un sismo importante?

A día de hoy no se ha abordado de una manera seria la perspectiva dinámica de la estructura y me parece el punto perfecto en el tiempo con todo lo anterior para realizar un estudio más profundo sobre esta acción sísmica en la catedral, por lo que nace de aquí la necesidad de realizar un modelo orientado

a caracterizar su respuesta ante el terremoto y su vulnerabilidad real ante nuevos sismos.

Aun cuando la sismicidad local produce terremotos muy puntuales de baja magnitud, no puede en principio descartarse que la estructura pueda experimentar cierto grado de daño ante futuros eventos sísmicos. Aunque la estructura presenta un estado de conservación satisfactorio en términos generales, es posible observar cierta fisuración y deformación en muros, pilares y bóvedas.

Además de estas razones y como un extra para la seguridad de los ocupantes de este monumento, hoy en día cada vez se van realizando estudios dinámicos en monumentos de esta envergadura como parte de su ficha técnica de identificación como por ejemplo ya disponen de ella varias catedrales como la de Córdoba, Mallorca, Barcelona o la espadaña de Santa María la Blanca de Sevilla, incluso varias iglesias mudéjares de Sevilla. Se debe recalcar la importancia de un conocimiento profundo de las edificaciones históricas y un ejemplo excepcional es la labor de Roque Angulo Fornos en su futura tesis sobre el modelo infográfico de la Catedral de Sevilla como base para el conocimiento y la gestión del patrimonio. Estas publicaciones evitarán las trabas, problemas y gran cantidad de correos sin contestar para obtener información de investigadores o simples curiosos.


Otros objetivos que complementan al principal son por orden de aparición:

- Recabar fuentes de información sobre cada aspecto estudiado hasta ahora.
- Realizar un estudio sobre las características de los materiales y cómo interactúan en un conjunto.
- Modelar la geometría tridimensional de la parte a estudiar de la Catedral.
- Realizar el modelo de barras y el de elementos finitos compuesto por sólidos y láminas.
- Agregar las características de los materiales al modelo matemático.
- Determinar el espectro de respuesta del edificio.
- Calcular y analizar los modos de vibración y su combinación.
- Analizar el comportamiento estático como base para el dinámico.
- Analizar el movimiento sísmico con aceleración espectral actuante sobre las estructura utilizando ambos modelos.
- Sacar conclusiones de este estudio.

También se pretende con el presente proyecto que sea una herramienta para el estudio de futuros trabajos, además de una fuente de conocimiento y aprendizaje para mí mismo y para todo aquel interesado en el campo que atañe.

Abordar el análisis del conjunto completo de este edificio tan representativo de la ciudad de Sevilla sería lo idílico, ya que se representaría un comportamiento más realista, pero eso a día de hoy resulta poco más que una locura, pues no estoy en la disposición de los medios informáticos, humanos y temporales que puedan procesar tal ingente cantidad de información. Sin contar con el tiempo que esto supondría. La parte en la que se centra mi estudio es la que considero más importante y a la que más partido puedo sacarle, además se adecua al espacio de tiempo disponible para este proyecto fin de grado con creces

En general estoy muy satisfecho con el trabajo realizado, superando mis expectativas de aprendizaje y disfrutando de ello al máximo. Se han alcanzado los objetivos marcados y he apuntado conclusiones que sin duda son fundamentales para una intervención posterior. Es mi ilusión que en un futuro y ayudado del siguiente trabajo, el análisis dinámico de la Catedral de Sevilla al completo sea objeto de una tesis doctoral como bien se merece y que permita la toma de diversos datos in situ.



1

Análisis Contextual

1 Análisis contextual

1.1. Aproximación histórica

La arquitectura gótica tiene su comienzo en Francia a mediados del s.XII manteniendo su predominio casi 400 años. Tiene su predecesor en el estilo románico, pero la característica que le aportó el carácter vertical de distinción fue sin duda el arco apuntado junto con las bóvedas de crucería, procedente probablemente de la arquitectura árabe y que aportó los avances técnicos que a su vez conforman las bases del gótico.

Alcanzar alturas vertiginosas acentuadas por los enormes pináculos o la elevación de grandes ventanales que permitiesen la entrada de luz a tan enorme estructura eran formas de impresionar al pueblo y demostrar el poder de la Iglesia con el fin de llegar a Dios o aproximar al ser humano a Él.

Cuando el 22 de diciembre de 1248 los castellanos ocupan la ciudad de Sevilla, siguiendo la forma habitual de actuación en estos casos, la mezquita mayor de la ciudad recién conquistada se destinó de inmediato a ser sede principal del culto cristiano. El edificio en cuestión, era de relativa reciente construcción ya que no contaba con más de cincuenta años desde su construcción. Sufrirá a partir de ese momento diversas modificaciones que en todo caso apenas transformaron su fisonomía externa aunque su interior sí vio alterada su imagen, aunque no tanto su estructura.

Siguiendo un hábito que casi podemos considerar innato en el ser humano, el sitio que había servido de lugar de culto a una determinada sociedad fue tomado por quienes la habían sustituido para seguir en su misma función, aunque cambiando profundamente sus significados a tono con las notables diferencias de una religión con la otra.

Cuando el 8 de julio de 1401 el Cabildo tomó la decisión de proceder a la construcción de un nuevo edificio derribando el entonces existente, se alegó el mal estado en que se encontraba éste, dañado por los terremotos producidos de forma insistente en la centuria anterior. Puede aceptarse que los terremotos dañaran la fábrica de la antigua mezquita, aunque conociendo su robustez y buena construcción cabe la duda de que los daños sufridos fueran irreversibles. El recurso al mal estado de la fábrica no dejó de ser una excusa en la que apoyar un plan ambicioso de grandeza, que queda muy bien reflejado en la famosa frase “Fagamos una iglesia tal e tan grande que los que la vieren nos tomen por locos”.

Son las catedrales góticas estructuras inspiradoras e impresionantes, logros arquitectónicos que a su vez son un libro abierto que traduce la complicada religión a un pueblo medieval analfabeto mediante la arquitectura y el arte.

Debemos tener muy en cuenta estos inicios del gótico, pues la Catedral de Sevilla comienza a ser planeada a principio del s.XV, tres siglos más tarde. Es de esperar, que los primeros

maestros mayores de la catedral que no proviniesen de países de Europa Occidental, no tuviesen la formación necesaria, y que interpretasen las formas típicas del gótico de una manera diferente o equívoca. Colocando arbotantes donde no corresponde o nervios que finalmente no trabajasen. Hay que comprender que estos elementos pudieron haber degenerado y haber sido interpretados como meros adornos o florituras propias del puro estilo gótico. Pese a ser primeramente concebidos con una fuerte importancia estructural por los maestros franceses e ingleses.

De entre estos primeros maestros mayores, cabe hacer especial mención a Simón de Colonia y Alonso Rodríguez, artífices de la modificación del cimborrio, aumentando sus dimensiones y pesos, y que finalmente colapsó derrumbando el pilar 3F el 28 de Diciembre de 1511. Vemos que Juan de Colonia, padre de Simón, también derrumba el cimborrio de la Catedral de Burgos, por lo que la proyección de ambos cimborrios debió ser muy parecida. Pero Simón de Colonia desaparece dejando al mando de la ejecución a Alonso Rodríguez, cuyas obras son estructuralmente cuestionables, llegando a colapsos como el que sucede en la Iglesia de Santiago en Jerez de la Frontera con una media de un derrumbe cada 50 años.

1.2. Estudio económico del s.XV en Sevilla y España

El comienzo de la construcción de la Catedral sucede tras la profunda crisis que sacude España y Europa durante el s.XIV, provocada por la peste negra y la escasez de alimentos que deja tras de sí un gran número de muertos y una merma en los niveles de población.

Sevilla era la mayor urbe y más poblada de la Corona de Castilla y una de las mayores de España, pero no dejó de verse afectada por el brote de epidemia que tuvo lugar justo un año antes del acuerdo para la construcción de la catedral. Tras estas reducciones de población, la secuencia se revirtió experimentando un progresivo aumento a partir de 1430, incrementando en más del doble el número de ciudadanos, ayudado por un éxodo rural de trabajadores y la llegada de inversores y comerciantes, atraídos por la propia construcción de la Catedral.

Esto benefició indirectamente a la financiación de la construcción, ya que al darse una mayor afluencia de personas, se generaron bulas y se propiciaron las cesiones de dinero, buscando la salvación en la vida eterna o el perdón de los pecados. Esto supuso alrededor del 20% del total de la financiación.

También coincidió con una época de expansión de España. La construcción de grandes edificios ostentosos era una muestra de poder y optimismo, por lo tanto la construcción fue

apoyada no solamente por el poder eclesiástico, sino por la Corona. La aportación de la Corona fue en mayor medida de manera indirecta, en forma de leyes e impuestos sobre productos o sobre penas de reclusos para trabajar en la Catedral, que beneficiaban económicamente al conjunto.

Las principales fuentes de comercialización, explotación y enriquecimiento, previas a la colonización americana, eran el cultivo de aceite, trigo y vino. Para esta expansión comercial fue determinante el papel que jugó el río Guadalquivir, que abría Sevilla al comercio marítimo tanto nacional como internacional. El Cabildo sacaba provecho de este comercio como arrendatario de tierras de cultivo y explotación ganadera y como cobrador del diezmo de su producción. Estas tierras de cultivo y propiedades del Cabildo comienzan a aumentar a partir de 1420 por la donación por parte de los ciudadanos, que representaron un 30% del total de la inversión.

Sin embargo, entre 1448 y 1450, el apoyo a la defensa de las fronteras con el Reino de Granada, junto a un episodio de malas cosechas, propiciaron una crisis económica que dio como resultado un aumento general de los precios. Esta crisis hizo que la construcción de las bases de los pilares oeste de la nave crucero se viese afectada, de la misma forma que el cierre de las bóvedas de las naves colaterales de la franja de la capilla de San José y San Hermenegildo.

En un principio, la piedra de la catedral era transportada en carretas tiradas por bueyes y provenía de canteras próximas a Sevilla. Este desplazamiento suponía un importante desembolso en transporte, en la mayoría de los casos mayor que el precio de la propia piedra. Por esto, el río Guadalquivir fue de vital importancia en el aspecto económico de la construcción de la catedral, contribuyendo en gran medida a la reducción de los costes de la piedra extraída desde canteras cercanas al río como la de El Puerto de Santa María. Es muy posible que sin este factor hubiese sido difícil llevar a cabo una construcción de esta envergadura en aquella época.

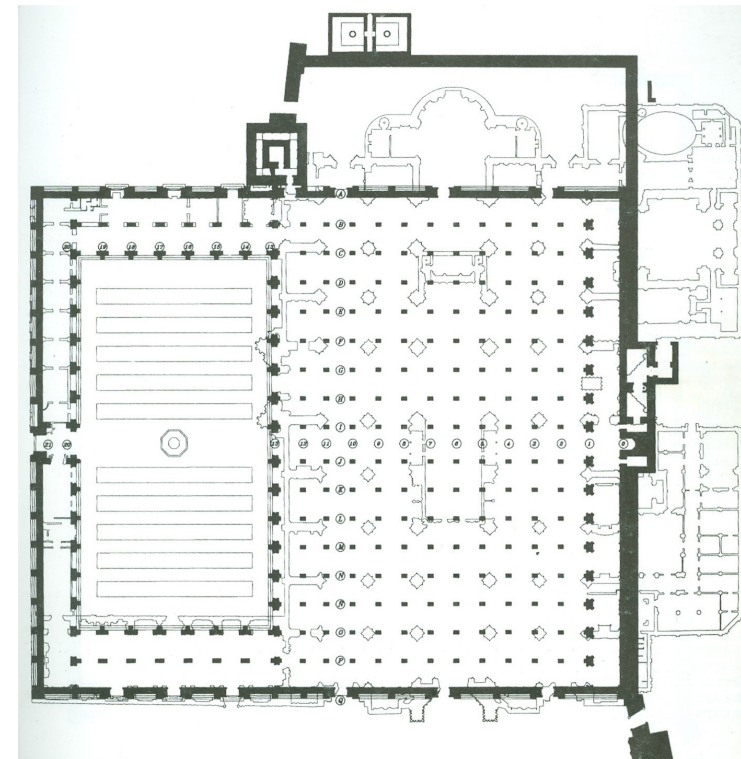
La situación mejora notablemente a partir de 1492, con el descubrimiento de América y la llegada a España, y en concreto a Sevilla, de toda la mercancía americana que convierte a Sevilla en uno de los principales puertos de interior de España y Europa. Además, la conquista del Reino de Granada sitúa al imperio de los Reyes Católicos en un estado de hegemonía económica. Estas fechas coinciden con la construcción de la parte más oriental de la Catedral, el ábside y más tarde la zona de oficinas, lo que deja a esta época fuera del objeto de estudio.

En resumen, durante la mayor parte del s.XV, el cabildo fue el órgano que afrontó el grueso de la financiación de la construcción, pero estas cantidades no fueron siempre suficientes para obtener unas calidades óptimas, tanto en la ejecución como en los materiales. La ejecución fue llevada a cabo por ar-

tesanos sevillanos y expertos españoles con participación puntual de personal extranjero, ya que no se disponía de recursos económicos suficientes para alcanzar la ingente meta. Teniendo en cuenta la poca práctica en obras catedralicias del personal en los comienzos de la construcción y cómo se manifiesta una clara mejora en la ejecución con el paso del tiempo, podríamos poner una línea de calidad que divide la catedral en dos, línea que es a su vez el eje de la nave crucero.

Aparte de la financiación fija de mano del Cabildo -alrededor del 50% de la financiación total-, era necesario el impulso económico de parte de los ciudadanos para conseguir llegar al objetivo. Esta necesidad y la ausencia de fondos previos suficientes hacen pensar que la calidad de los materiales no era la adecuada y se accedió a aquellos que estaban económicamente al alcance del cabildo, dando como resultado los derrumbes y otras consecuencias vistas en las pruebas realizadas. También hay que tener en cuenta que no se trataba de una obra sobre solar por construir, sino que es muy probable que un gran porcentaje de rellenos, tanto para la cimentación como de fábrica, sea reciclado de la obra derribada, lo que se convierte en un factor de desconfianza que tener en cuenta en las cualidades de los materiales.

Fig. 3 Superposición de la planta gótica y mudéjar



1.3. Demolición y construcción

Tradicionalmente ha sido aceptada la premisa de un rápido derribo de la catedral mudéjar y una posterior construcción de la catedral gótica. En cambio, recientes estudios a partir de una recopilación de datos históricos y escritos del libro blanco de la catedral muestran indicios bastante certeros de que no fue así como realmente sucedió.

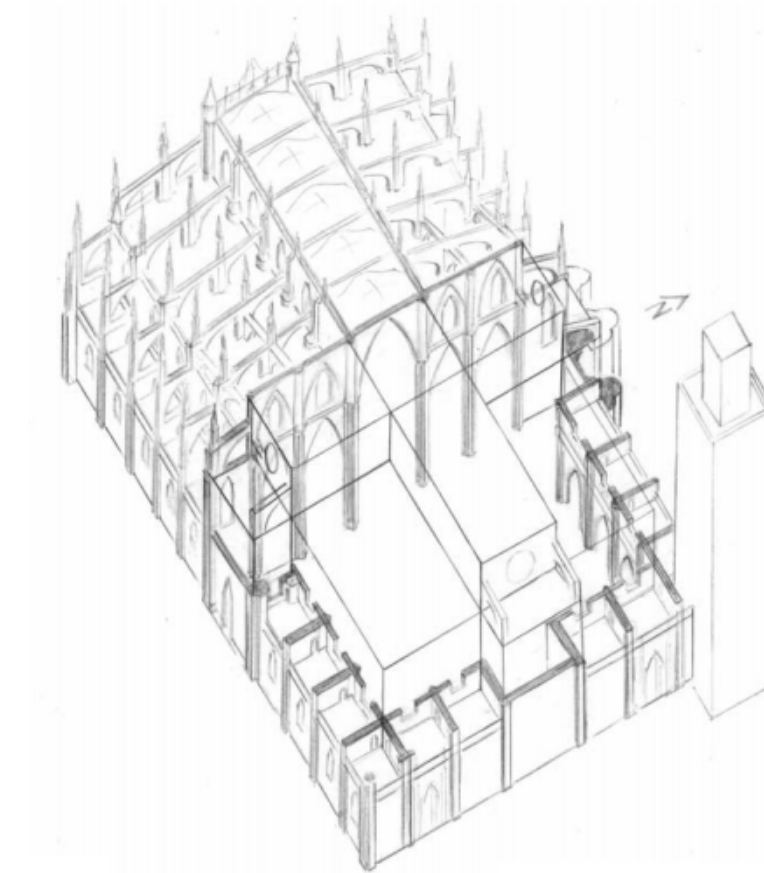


Fig. 5 Hipótesis sobre el estado de las obras hacia 1475-1485 y proyecto vigente para la conclusión. (Juan Clemente Rodríguez)

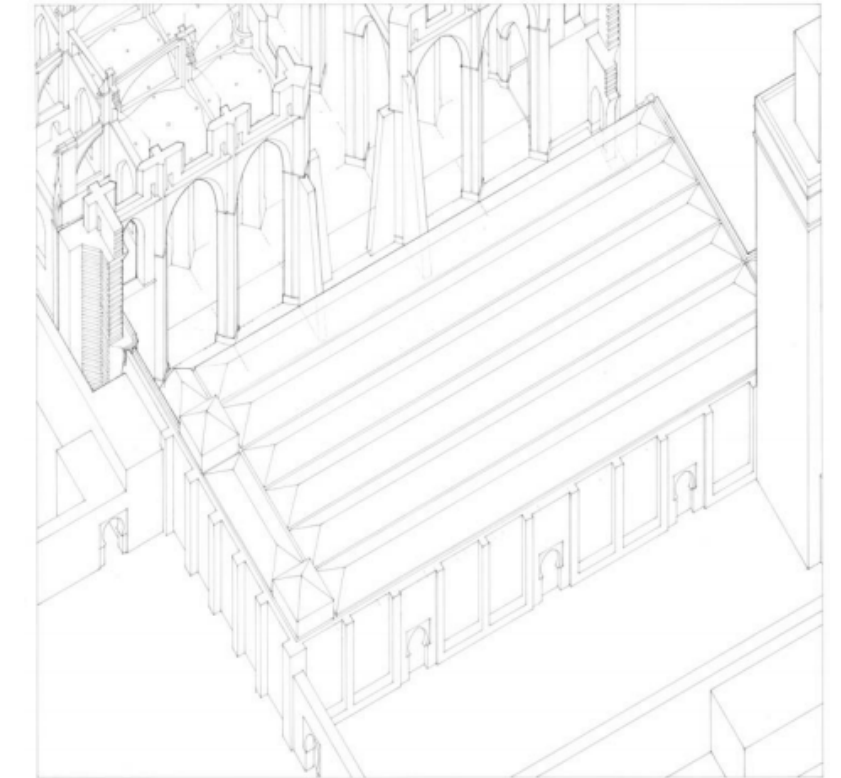


Fig. 4 Hipótesis del estado del edificio al alcanzar el crucero. (Dibujo de Francisco Pinto Puerto)

Según las hipótesis resultantes de la investigación de Alfonso Jiménez Martín, la demolición habría sido un proceso paulatino y al mismo tiempo que se iba construyendo la catedral gótica que hoy conocemos. Esta hipótesis despeja varias dudas e incógnitas que aparecen en diversos escritos, a la par que aporta lógica en las fechas y procedimientos.

Así, no se acometería el comienzo de la demolición hasta bien entrado el s.XV, concretamente hacia 1433, 30 años después de que se tomara la decisión de realizar la obra. Estos 30 años se deduce que estuvieron dedicados al planeamiento de tal proyecto y a la recaudación de los recursos para llevarlo a cabo.

El proceso de demolición-construcción ahorrará gran cantidad de costes, pues junto con las correcciones que se hicieron en la traza de la planta, se pudieron conservar cimientos y muros y reutilizar los materiales de la demolición en relleno de elementos estructurales (Fig. 3). La suposición de este gran ahorro acarrea a su vez una reducción a la calidad de la futura construcción.

Se inicia pues el derribo desde los pies de la catedral, sobre 1433 mientras que la construcción de obra nueva comienza en 1435 por la capilla de San Laureano. Hacia 1440 ya se encontraban las obras de demolición a la altura del crucero (Fig. 4) y la construcción en algún punto intermedio entre la capilla de San José y el crucero.

El siguiente tramo se localiza sobre 1449, ya toda la catedral mudéjar demolida y la gótica construida hasta el crucero y comenzadas las capillas de los costados del lado Este.

Entre 1467 y 1481 se terminaron las capillas (Fig. 5) hasta el marco de la puerta de Palos y el cuerpo iba avanzando hasta que en 1494 se podría ver su verdadera magnitud a excepción del ábside, que cambia el estilo gótico por plateresco y se comienza bastante más tarde, sobre 1551 y se termina en 1575.

Mientras tanto, se iban cerrando bóvedas y el cimborrio en 1506, aunque poco duraría en pie, ya que en 1517 fue reconstruido, poco después de la terminación de la capilla de la Antigua en 1514.

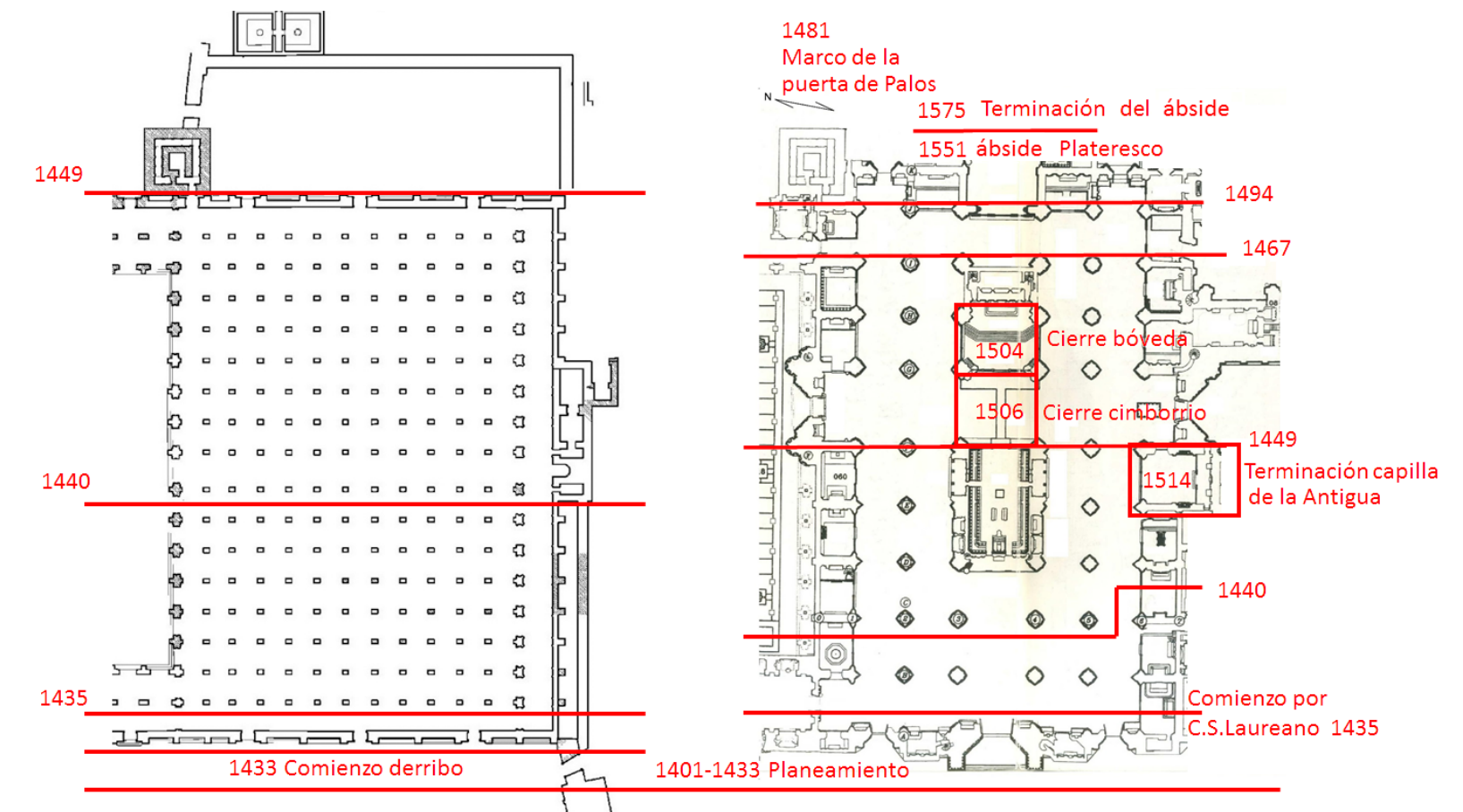


Fig. 6 Hipótesis de fechas de demolición y construcción

A black and white photograph of the Giralda tower and the Seville Cathedral. The tower is on the right, showing its intricate Moorish architecture with multiple levels of arched windows and decorative elements. The cathedral's roof and other spires are visible to the left. The sky is filled with dramatic, layered clouds. The text '2' is overlaid on the left side of the image.

2

Actividad sísmica en Sevilla

2 Actividad sísmica en Sevilla

2.1. Sismicidad de Sevilla

Antes de entrar en materia de sismo, es conveniente tener claro algunos términos clave para el entendimiento del mismo. Una unidad muy utilizada es la intensidad, que se define como una manera de medir el grado de las sacudidas de un terremoto en un determinado lugar, mediante el daño que ha causado. En lugares donde no se dispone de sismógrafos esta escala de intensidad permite cuantificar los daños. La escala de intensidad que se utiliza según la normativa española es la de grados de intensidad M.S.K; dividida en Grado I-XII.

La magnitud de un sismo es la máxima amplitud de onda registrada y da una idea de la energía liberada por el terremoto. La magnitud de los terremotos tienen una escala logarítmica y por lo tanto el poder destructivo de un terremoto se eleva exponencialmente como vemos en la maqueta realizada en Kobe (Fig. 7).

Para determinar la sismicidad de Sevilla y el riesgo real de sismo y magnitud del mismo, se recurre a un estudio histórico de los mismos, a través de una interpretación de documentos históricos y estudios científico-técnicos sobre el terreno.

De una lista de varios sismos, nos quedaremos con los más agresivos en Sevilla, los cuales son:

- 1356: Intensidad X-X1/2
- 1504: Intensidad VIII, I máx.: IX.
- 1755: Intensidad VIII, intensidad máx.: XII, Magnitud: 8.5-9
- 1969: Intensidad VI, Magnitud: 8

Podemos observar que los sismos que afectan a Sevilla la más gravemente o sus réplicas, siguen cierta periodicidad, de entre 200-250 años entre sí. Lo cual hace que resulte de mucho interés el siguiente trabajo de investigación.

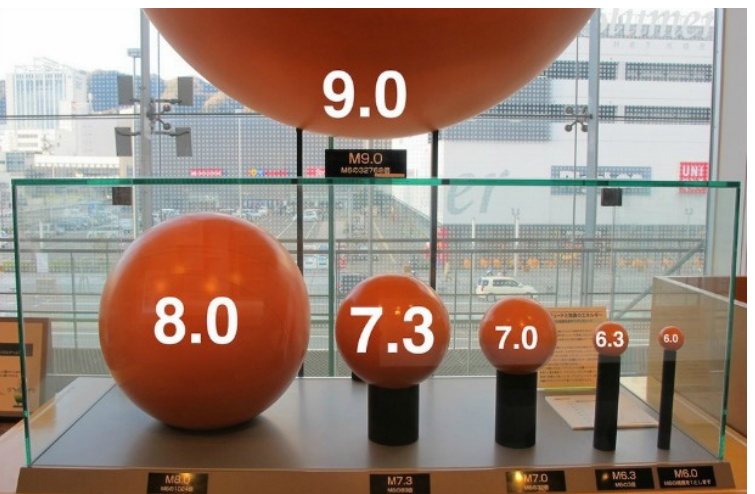


Fig. 7 Escala gráfica de las magnitudes de terremotos expuesta en Kobe, Japón

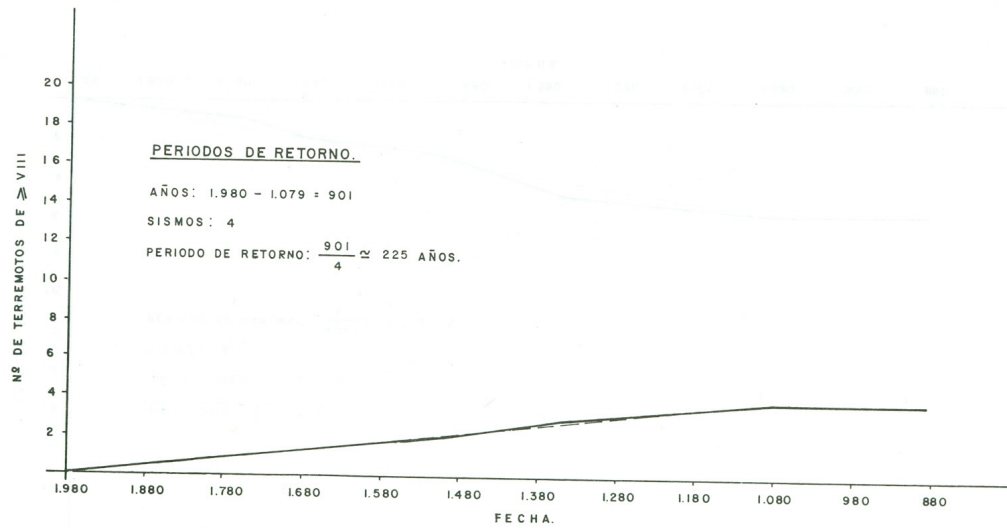


Fig. 8 Número de terremotos de intensidad \geq VIII a lo largo del tiempo

2.2. Riesgo sísmico

El concepto de riesgo sísmico es tan desconocido como intuitivo. Sólo hay que pararse a pensar en el término y rápidamente podemos deducir que se trata de la posibilidad de que suceda un terremoto, pero dentro de esa posibilidad existen varias variantes. No estamos acostumbrados en esta tierra a ser azotados por terremotos y en cuanto tiembla ligeramente la tierra nos escandalizamos.

Ejemplo de esto es el sismo de magnitud 4,5 que tuvo lugar el día 19 del mes de Agosto con epicentro en Montellano con una intensidad máxima de V. Pero si echamos un vistazo al

mapa de España vemos como estamos rodeados de estos seismos continuamente (Fig. 9).

Este tipo de sismos es más frecuente de lo que creemos, por lo que tenemos un alto riesgo de sufrirlos aunque el daño sea bajo, lo realmente interesante es saber el riesgo de sufrir uno de escalas preocupantes como los que hemos mencionado en el punto anterior.

La Catedral de Sevilla ha sufrido dos terremotos de máximas intensidades durante su vida, en 1504 y 1755, a los pocos años tuvimos los derrumbes de los pilares 3F y 4F, en 1511 y 1888 respectivamente. Si nos fijamos pasan 244 años entre uno y otro, y como refleja Pilar Gentil Govantes en su

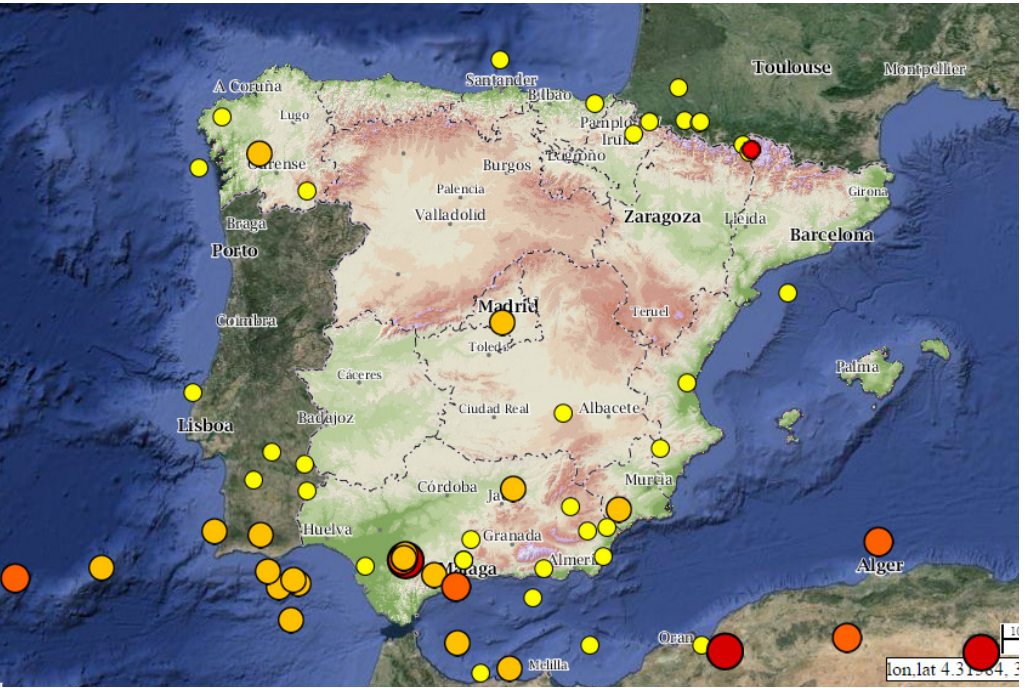


Fig. 9 Mapa de terremotos desde el 16/08/2014 al 26/08/2014

estudio (Fig. 8) el periodo de retorno de sismos de esta intensidad, o sea, el periodo de años en que se esperan terremotos del mismo calibre, es de unos 225 años. El terremoto de máxima intensidad desde entonces localizado en los alrededores de Sevilla es de intensidad VI en 1989, con epicentro en Ayamonte según el Instituto Geográfico Nacional, por lo que queda bastante alejado.

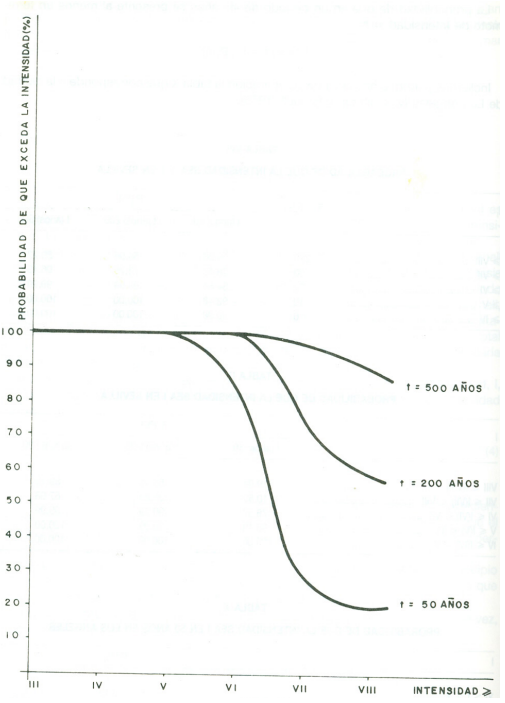


Fig. 10 Riesgo sísmico en Sevilla en función de la intensidad y el periodo de vida de la estructura

Además muestra la gráfica (Fig. 10) que edificios como la Catedral de Sevilla tienen una probabilidad de entre el 80 y el 90% de sufrir sismos de intensidad mayores de VII.

Se describe aquí un contexto idóneo para que en los próximos años suframos un terremoto de alta intensidad superior a VIII.

A black and white photograph of a cathedral interior, showing high vaulted ceilings and large columns. The image is used as a background for a title slide.

3

Descripción del Edificio

3 Descripción del edificio

3.1. Daños y reparaciones en la Catedral

Fernández Casanova en la descripción que hace sobre el temblor de 1755, comenta que los fieles comenzaron a sentir el estruendo viniendo de la fachada de poniente, y que seguidamente inundó la catedral una polvareda que nubla-

ba la vista. Es lógico que el estruendo comenzase por el Este, ya que este terremoto provenía de Lisboa, y por la descripción de los sucesos, vemos que la estructura de la catedral tuvo que sufrir mucho esta sacudida, ya que la polvareda debió deberse a la cal del interior de los pilares y de los rellenos de las cubiertas. Años más tarde, el 1 de Agosto de 1888 cae el pilar 4F por diversas causas (Fig. 11).

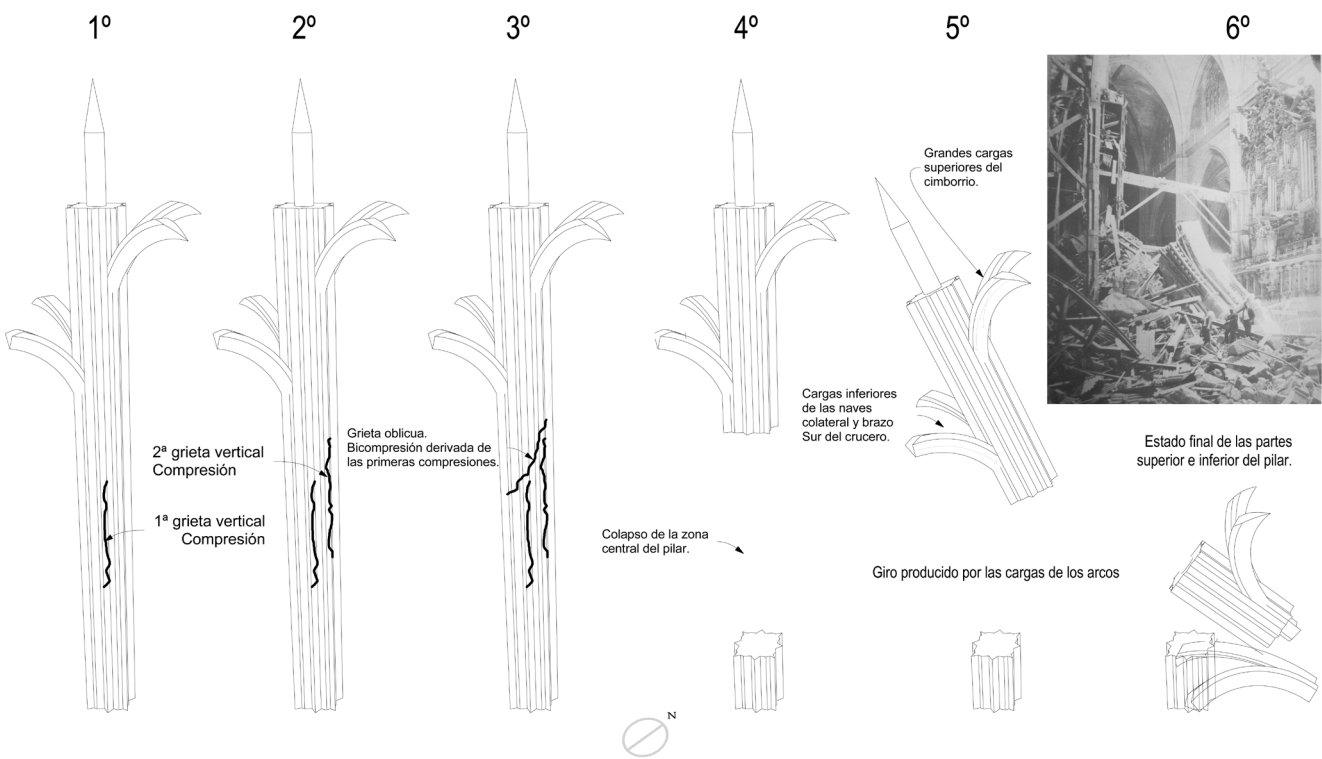


Fig. 11 Hipótesis de secuencia del derrumbe del pilar 4F en 1888

El día 28 de Diciembre de 1511, a las 8 de la noche, se cayó el pilar 3F, uno de los que sostenían el cimborrio. Tal construcción estaba avocada al fracaso, sobre los cuatro pilares del crucero, Simón de Colonia, cincuenta años después de que fueron cimentados y contruidos, levantó una estructura mucho más alta y pesada que la bóveda de terceletes que se había proyectado. El cimborrio construido, cayó estrepitosamente en 1511. Aunque el pilar se reconstruyó de inmediato, el cimborrio fue objeto de una larga discusión, incluso se pensó hacerlo de madera; finalmente, entre 1516 y 1518, Juan Gil de Hontañón hizo una bóveda que, salvo en la mayor complejidad de sus nervaduras y la inclusión de unas ventanitas, poco se diferenciaba del cimborrio proyectado en un principio, un cimborrio ligero acorde a las capacidades de los pilares.

A mi parecer, Ayarragaray, como recoge en su escrito del 8 de julio de 1893, inyectó cemento en varios pilares que rodean el crucero aun obteniendo la negativa de la Real Academia, pues se han encontrado evidencias en el pilar 5H y 4C. Debido a la separación entre ambos se deduce que fueron varios más los intervenidos. Este hecho ha ayudado a que no existan más catástrofes en la Catedral desde 1888 incluso sufriendo otros terremotos. Aun así no tomaremos este factor en este proyecto para la caracterización de los materiales componentes de la estructura, ya que no se sabe a ciencia cierta cuales fueron los pilares intervenidos y cuáles no, sólo lo tomaré como un factor de confianza general a la hora de formular las conclusiones.

En la Fig. 12 se recogen los principales acontecimientos que afectaron a la estructura de la Catedral.

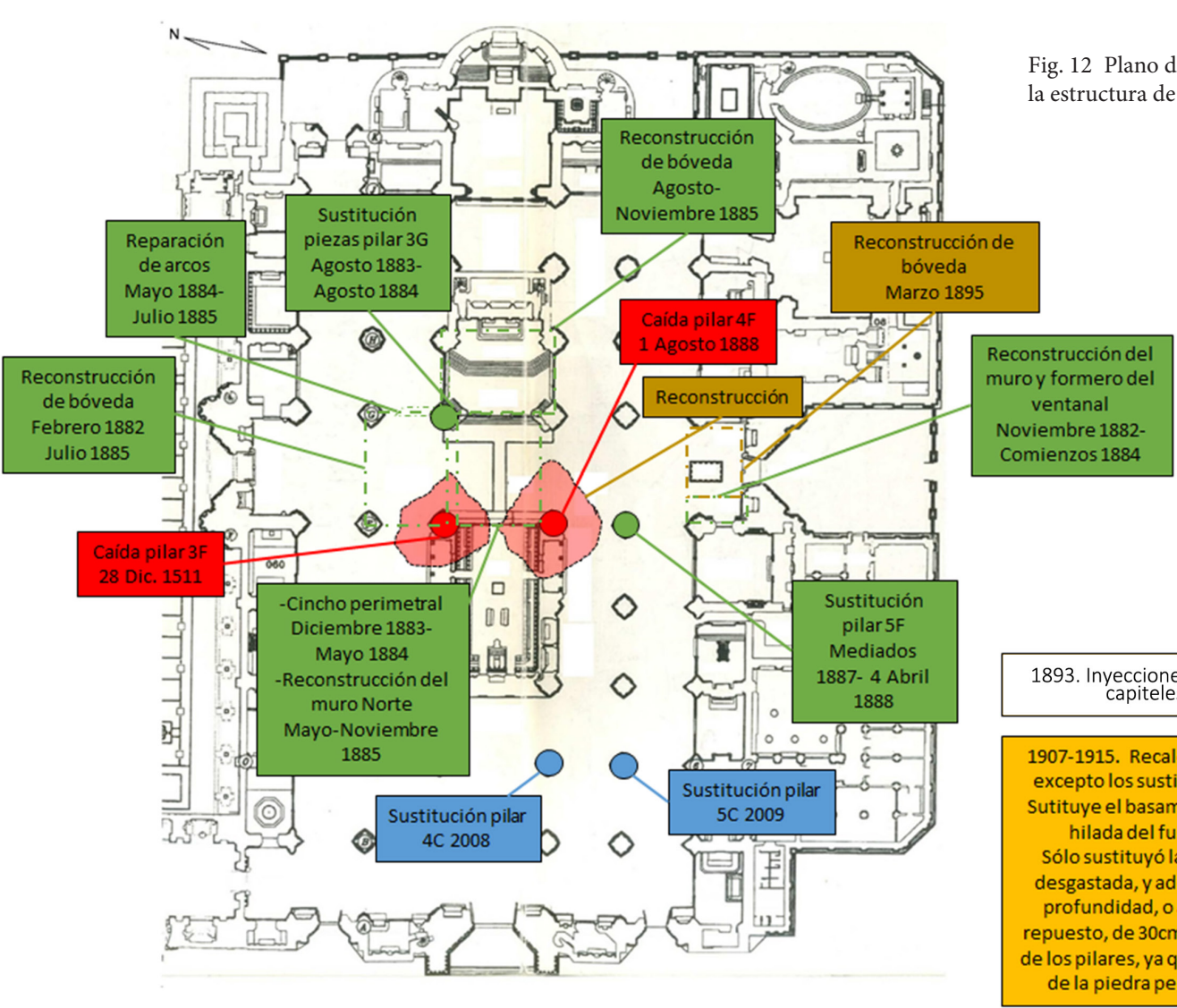


Fig. 12 Plano de acontecimientos en la estructura de la Catedral de Sevilla

3.2. Distribución

Existe una organización aceptada para situarnos dentro de la Catedral. Consiste en un sistema muy sencillo a la par de efectivo, en el cual se le asigna un número a los pilares a lo largo de la anchura Norte-Sur, y una letra en dirección Oeste-Este (Fig. 13). Así quedan perfectamente situados todos los componentes en planta.

La Catedral está compuesta por cinco naves principales, y dos costados Este-Oeste, donde se sitúan las capillas entre contrafuertes. La nave mayor centrada, las primeras naves colaterales de San Pablo y San Pedro y las segundas naves colaterales de San Roque y San Sebastián.

En sentido Norte-Sur nos encontramos otra serie de elementos y naves. El imafronte situado a los pies en la calle Asunción, la nave crucero o transepto dividida en Brazo Norte y Sur, y que divide en altura las naves principales, coincidiendo con 35,5m con la nave mayor. Este transepto separa el Presbiterio, compuesto por la Sacristía Alta, el Retablo, Altar y Capilla Mayor, que queda al Este, del Coro, encargado de cantar las misas.

El Coro contiene varias zonas. La comprendida entre los pilares 3F y 4F es el entrecoro, compuesto por una verja metálica. A los pies del coro se encuentra la entrada de los cantores, denominada Trascoro. En el lateral Norte del Coro, encontramos el atrio del coro del Arcediano bajo el órgano de San Francisco, muy similar al casi simétrico atrio del coro del Den, bajo el órgano de la Antigua. Siguiendo hacia el Oeste, encontramos cuatro capillas colaterales que hasta el siglo XVIII se encontraban bajo dos órganos.

La cabecera orientada hacia Oriente, contiene el ábside, que sobresale mediante 3 semicírculos de la planta. En el ábside se encuentra la Capilla de Sta. María de los Reyes.

Las puertas han ido cambiando de nombre conforme al paso del tiempo y algunas dependiendo del uso o de algún elemento próximo. Los nombres actuales se pueden observar en la imagen Fig. 13.

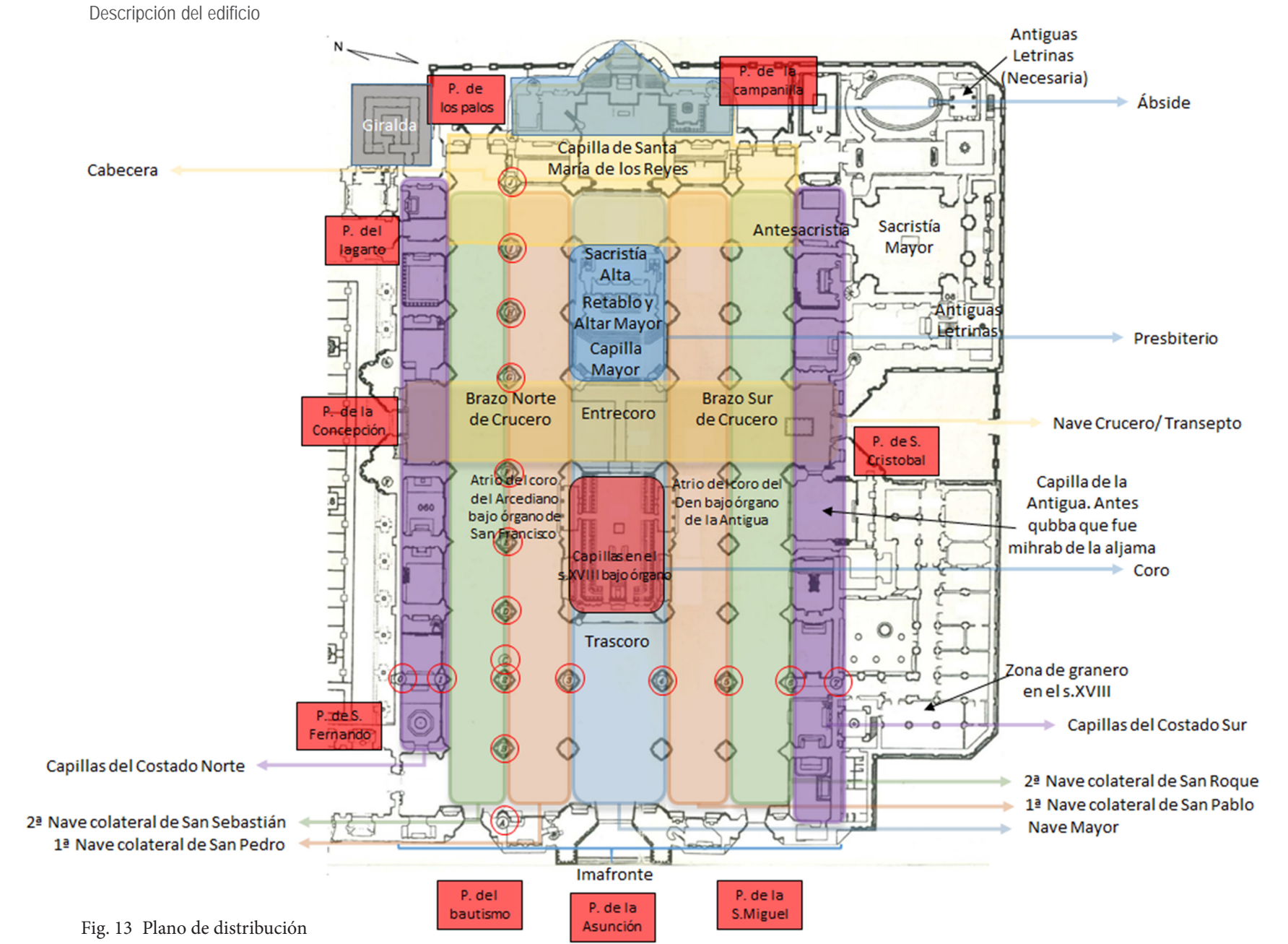


Fig. 13 Plano de distribución

3.3. Estudio de la sección

Dentro de la sección estructural de las catedrales góticas, encontramos las figuras de los contrafuertes, pináculos, arbotantes, arcos apuntados, plementos y pilares. Estos elementos arquitectónicos son la base del gótico, mediante los cuales se pueden llegar a las vertiginosas alturas de las catedrales.

Su funcionamiento radica a grandes rasgos en contrarrestar las fuerzas horizontales de las naves mayor transmitidas por los arcos, con los contrafuertes, arbotantes y pináculos.

El inicio de los arcos de la nave central debía estar lo suficientemente separado en altura de la clave de los arcos de las naves laterales para dejar espacio para la formación de los elementos de contrarresto.

Los contrafuertes macizos nacen en los extremos que, con gran sección, van ascendiendo hasta que en disposiciones cercanas a la clave del arco formero de las naves laterales dan lugar al inicio de los arbotantes. Estos acodalan los arranques de los arcos formeros de la nave central, que es donde se acumulan mayor cantidad de esfuerzos horizontales. Finalmente un pináculo corona el contrafuerte para centrar la carga horizontal mediante la aplicación de fuerzas verticales de gravedad.

Según estudios que analizan estos arbotantes, muchas

catedrales utilizaron un doble arbotante, como vemos en la sección de la Catedral de Bourges (Fig. 14), sendos con diferentes funciones. El arbotante inferior era el encargado de contrarrestar la fuerza horizontal gravitatoria permanente de la nave central, y el superior, recoge las cargas variables de viento que transmiten los muros diafragma sobre los arcos. Debido a la gran altura que llegaban a conseguir, en estas catedrales podía llegar a ser bastante considerable la carga de viento.

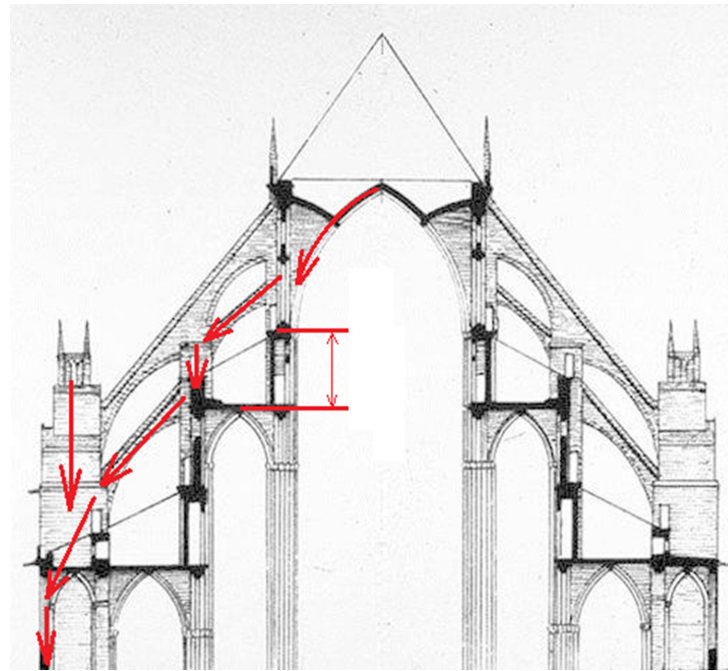


Fig. 14 Transmisión de esfuerzos en la sección de la Catedral de Bourges

En la Catedral de Sevilla sólo encontramos el superior, supuestamente encargado de las cargas de viento.

El sistema de estabilidad de la Catedral es la enorme sección de los apoyos, además del gran peso para centrar las cargas en la sección de los mismos. La solución de creación de cubiertas con relleno favorece el peso propio de la cubierta de la nave colateral, provocando un mayor contrarresto de las cargas horizontales de la nave mayor, además de las balastradas y pináculos. Aunque la solución con más importancia es la de muros diafragma sobre los arcos formeros y perpiaños, actuando por gravedad y como arriostramiento al contrarresto de las cargas horizontales evitando que se “abra” la estructura. Estas consideraciones de todos los elementos demostradas recientemente, lo podemos observar de una manera muy clara en los cálculos de estática gráfica que Adolfo Fernández Casanova realiza a finales del s.XIV (Fig. 15).

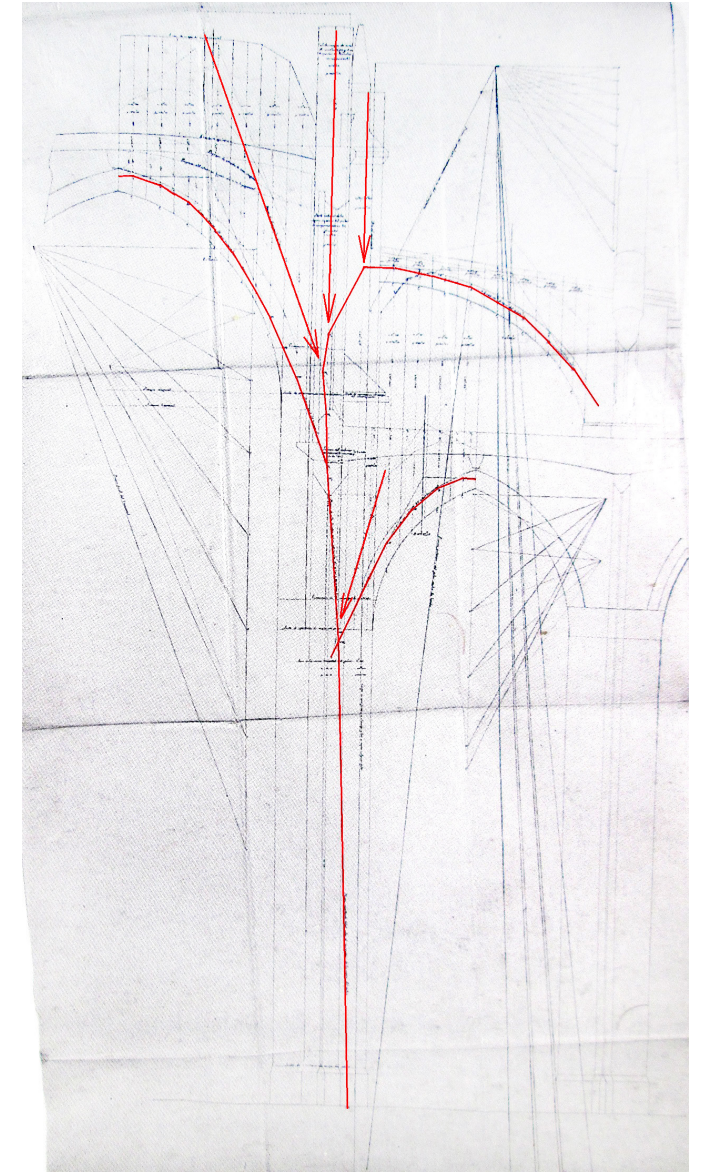


Fig. 15 Grafostática de pilar toral realizada por Fernández Casanova

3.4. Estudio de la planta

Hay que tener en cuenta que cada parte y diseño de una catedral está enfocado a un final, la oración. Para ello, por comparación de grandes obras de este calibre, que solían tener los mismos elementos, se obtienen una serie de pautas y normas con las cuales se puede identificar una catedral gótica.

De entre estos, en la Catedral de Sevilla podemos encontrar los siguientes: en la zona oriental se encuentra el Presbiterio, con altar mayor elevado por escalinata. En frente hacia el Oeste desde estar el Coro. En el extremo Oriental del ábside, de manera sobresaliente de la planta, se sitúa la capilla a la Virgen. Como el acto en torno al cual gira todo es la misa, se deben tener muy en cuenta el deambulatorio y las naves colaterales, que permiten deambular por todo el perímetro sin interrumpir la misa. También existen muchas diferencias conforme a estos cánones, como son los siguientes:

Planta cruciforme formada por las naves Mayor con las colaterales y el Crucero. Existen varias interpretaciones de la planta cruciforme y del uso de los transeptos. En Sevilla nos encontramos una planta de salón no cruciforme en la cual los transeptos son acoplados a los costados sin darle mayor uso. Como es el caso de la Catedral de Bourges (Fig. 16), una de las mayores catedrales francesas.

Dentro de las catedrales existen dos zonas claramente diferenciadas y separadas por el transepto, la Nave Mayor y el Coro. Aunque esta premisa fue muy diversamente interpretada como podemos observar, la Nave Mayor se interpreta como toda la franja central de pies a cabeza, incorporando el Coro en ella.

Otra premisa como resultado de lo anterior es la situación del Presbiterio respecto del coro separados del resto de la catedral por el transepto (Fig. 17). Aunque el presbiterio y el altar siempre están en la zona oriental, el coro se situó en distintas zonas. Dentro de la nave crucero (Fig. 18), o como en

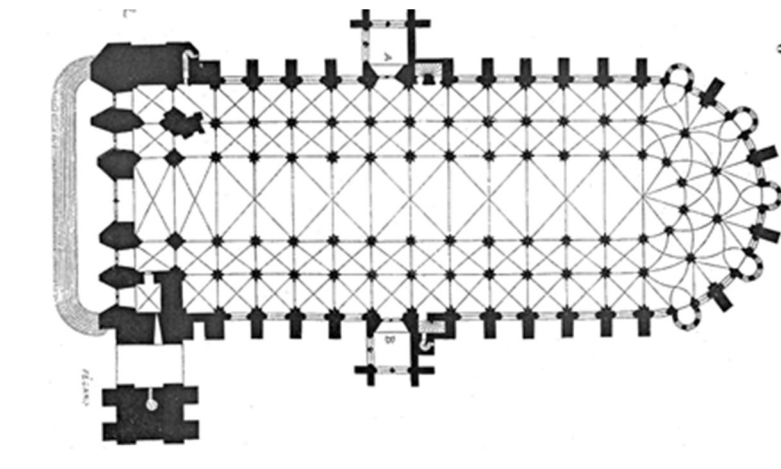


Fig. 16 Planta Catedral de Bourges

nuestro caso el Coro y Presbiterio están separados por el Transepto, lo cual es una característica propia de muchas catedrales españolas, reduciendo el impacto visual. (Fig. 19).

Según el estudio citado anteriormente y como conclusión del mismo, se descubren unos planos de Bidaurreta (1462-1492), que muestran una catedral más grande a la construida, escalada con un factor del 0.92. Factor claramente confirmador de que ajustaron el proyecto a la planta de la mezquita árabe para aprovechar la cimentación de los muros perimetrales.

Apoyando esta teoría encontramos las capillas de la cabecera de planta cuadrada además de las dos puertas a cada lado del ábside. Todo este planeamiento tenía como meta abaratar costes. Esta disminución en las dimensiones tiene un mejor funcionamiento sobre papel, pero no forma parte de esta disminución el grosor de las cubiertas, por lo que existe un mayor peso y una desviación mayor sobre la base de los pilares. Todo esto obviando el funcionamiento de los arbotantes, que puestos en práctica ayudan algo en la concentración de las cargas.

Se concluye que el derrumbamiento de los pilares no se debe al dimensionado de los mismos si no por otras acciones y factores como son los materiales, la configuración constructiva basada en anillos de piedra rellenos de mampuestos y argamasa o por sismo.

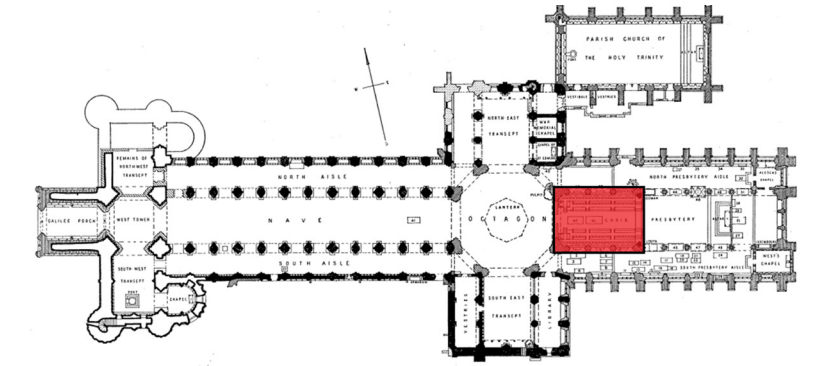


Fig. 17 Planta Catedral de Ely

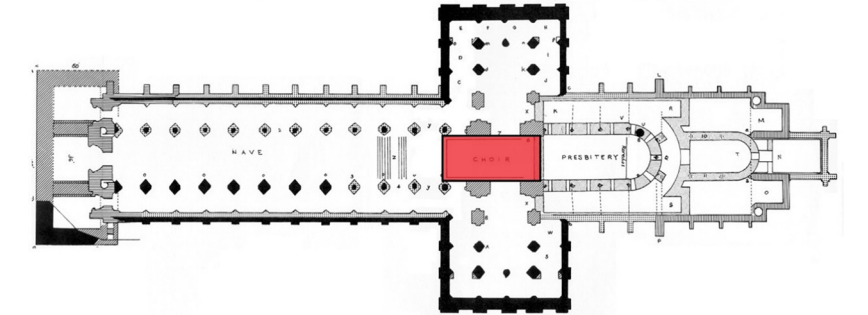


Fig. 18 Planta Catedral de Winchester

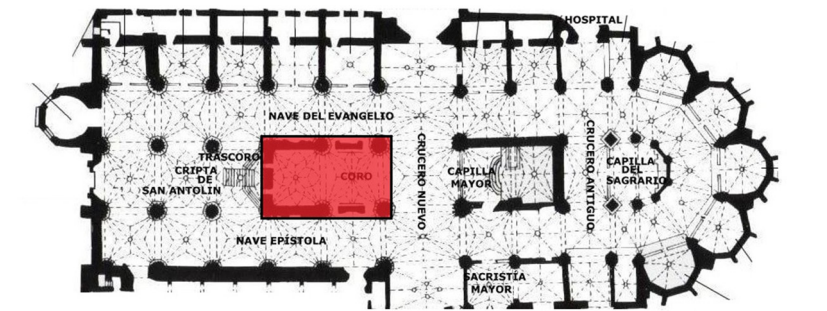


Fig. 19 Planta Catedral de Palencia

3.5. Estudio de la cimentación

Consiste en una excavación individual por pilar con un relleno de mortero de cal con tongadas horizontales irregulares de fábrica de ladrillo y piedra.

El replanteo de la cimentación y pilares consistió en dos fases, la primera a ejes de pilares tras la demolición de la mezquita. Una vez realizados los hoyos y rellenos con la ar-

gamasa, se volvieron a replantear los pilares para afinar en su nivelación y colocación en planta. Así, la cimentación se sobredimensionó haciéndose algo descentrada para facilitar el segundo replanteo. Seguidamente se armó el andamiaje para la construcción de los pilares introduciéndolo en la cimentación (Fig. 20 y Fig. 21).

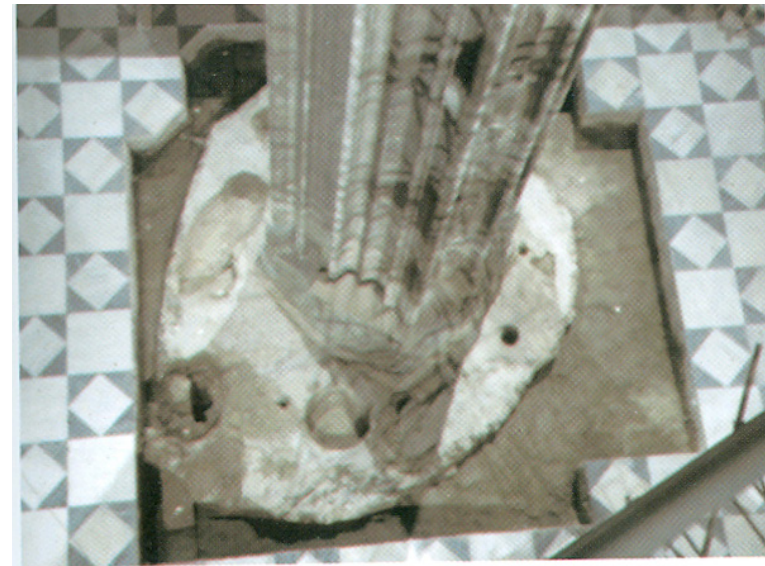


Fig. 20 Cimiento de pilar del Trascoro. Excavación 2000

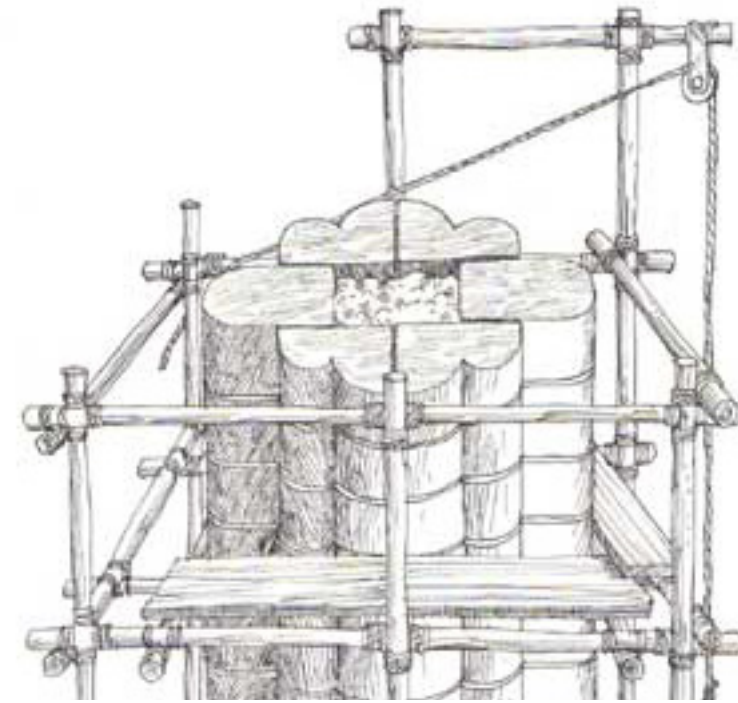


Fig. 21 Andamiaje para la construcción de pilar

La cimentación de los muros perimetrales y de las capillas tiene una configuración muy diferente a los pilares. Como hemos comentado, se aprovechó la totalidad de la cimentación de la mezquita en los muros Sur, Este y Oeste, mientras que el Norte fue realizado nuevo debido a que no se podía reutilizar la cimentación existente por varias razones.



Fig. 23 Cimientos del cerramiento de la capilla de San José. Fachada Sur



Fig. 22 Vista de los muros mudéjares desde la calle Alemanes

3.6. Estudio de los soportes

Cada pilar está constituido por sillares perimetrales de unos sesenta centímetros de espesor aparejados evitando verticalmente la coincidencia de yagas entre piezas, que servía de cobijado para el posterior relleno de su interior que está compuesto por una argamasa de relleno de mampuestos y fundidos de cal.

Ya a finales del s.XIV, Fernández Casanova consideró que los pilares estaban en “el último periodo de su existencia”. Si nos centramos en los pilares y el movimiento, deducimos un problema grave, y es que al tener dos materiales diferentes dentro de un mismo elemento, y unas condiciones de humedad interna por capilaridad e infiltración procedentes tanto de la cubierta como del terreno, los dos materiales funcionan de manera diferente. Si a esta condición le añadimos los movimientos sísmicos, parece claro que el interior, si las condiciones de construcción no hubiesen sido las mejores posibles, podría asentar perdiendo parte de capacidad portante dentro del conjunto, sobrecargando en gran manera la piedra perimetral. Probablemente este fue uno de los factores determinantes en los derrumbes de los pilares.

El aparejo de los muros es de sillares perfectamente labrados a tizón con hiladas de igual altura y rellenos de la misma argamasa descrita para los pilares.

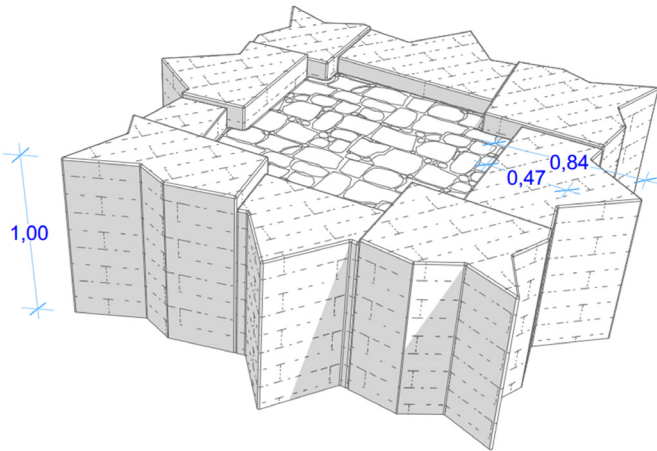


Fig. 26 Interior de pilar

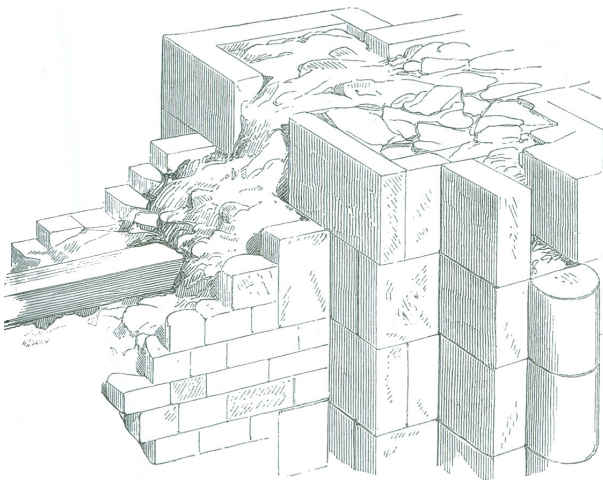


Fig. 25 Reconstrucción de la sección de un muro por Viollet Le Duc

3.7. Materiales

Debido al paso del tiempo, las características generales de los materiales se han modificado. La piedra debido a la degradación física y química natural, ha empeorado sus parámetros. Se han obtenido resultados de la piedra original ensayando muestras de las canteras que confirman este dato. Sin embargo el relleno de mortero ha ido mejorando con el tiempo.

La dosificación de este relleno contenía una gran cantidad de cal con respecto a la arena, del entorno de 3:1. Además de estar aislado del exterior. Todo esto hace que la carbonatación del compuesto sea muy lenta formándose un material que a lo largo de los siglos va ganando endurecimiento asemejándose finalmente a la piedra natural.

VI

RESISTENCIA DE LA PIEDRA EMPLEADA EN LAS FÁBRICAS ARRUINADAS.
 PRUEBAS efectuadas en la Prensa hidráulica de la Fundición de bronce de Sevilla el 29 de Agosto de 1888. (1)

PROCEDENCIA DE LAS PIEDRAS	DIMENSIONES		PESO ESPECÍFICO			RESISTENCIA A LA COMPRESION		OBSERVACIONES.
	Altura en milímetros.	Lados en milímetros.	Peso en el aire.	Volumen desalojado.	Densidad resultante.	Presión en atmósferas que marcó el manómetro de la prensa.	Equivalencia en Kilogramos.	
<div> <div>PILAR</div> <div> PARTE BAJA { Ejemplar A Ejemplar B </div> </div>	97'5	102	27'88	12'01	2'32	1	1.570	Sin alteracion.
						2	3.140	Astillo y se descompuso por la junta de fractura.
						2	3.140	Se descompuso por un ángulo.
						3	4.710	Partió por otra esquina.
						3 1/2	5.495	Astillo, en sentido de la presión, por las juntas de fractura.
						2	3.140	Sin alteracion.
<div> <div>PILAR</div> <div> PARTE ALTA.... Ejemplar único. </div> </div>						4	6.280	Las aristas desmoronadas.
	99'7	101'8 y 99'4	56'00	23'42	2'39	5	7.850	Aumenta la descomposicion por los ángulos.
						6	9.420	Id. id. id.
						6 1/2	10.205	Descomposicion completa.

Fig. 27 Pruebas de resistencia de la piedra del pilar 4F por Fernández Casanova

Cabe destacar que se tendrán más en cuenta unos datos que otros, tomando como factor clave la fecha de la publicación, ya que las técnicas de reconocimiento han evolucionado a lo largo del tiempo. Otro factor importante es la localización de las muestras que se estudian en cada publicación, teniendo que tomar como válidos a veces valores de muestras alejadas de la zona a estudiar por falta de datos concretos. También se tienen en cuenta valores de estudios no relacionados directamente con la catedral de Sevilla, pero sí con edificios cercanos a esta, coetáneos o con materiales provenientes de las mismas canteras. Las fuentes de investigación que me aportan datos para comparar y finalmente decidir siguiendo un criterio propio para la caracterización de la piedra son varias, entre ellas la publicación de Fernández Casanova como investigación de las causas del derrumbe del pilar 4F de 1888 de donde se pueden sacar el peso específico y resistencias a compresión (Fig. 26).

También existen fuentes más actuales como la caracterización petrofísica del departamento de geología de la Universidad de Oviedo, los estudios que Ayesa realizó para la sustitución de los pilares 4C y 5C o la tesis de Jonathan Ruiz Jaramillo, aportando datos de densidad, porcentaje de humedad, módulos de deformación y coeficientes de Poisson.

Finalmente apporto datos de piedra, mortero y fábrica generales sin relación directa con la catedral, esta información proviene de una recopilación de fuentes extraídas de un artículo de obras de fábrica antigua. En principio no se tomará en cuenta esta información a la hora de calibrar el resultado final, pues los materiales analizados aquí son con un buen estado de conservación recién sacados de cantera. Aun así ofrecen una buena comparación para situarnos en el rango en el que nos encontramos. El coeficiente de Poisson obtenido en los diferentes estudios es muy parecido, y el general es un valor que se comprende entre 0 y 0,5, mientras que en la piedra se suele encontrar entre 0,15 y 0,3. Este valor no va a influir de manera muy significativa en las tensiones, algo más en las deformaciones.

El coeficiente de dilatación térmica, según el CTE-SE-F, para piedra natural y ladrillo es $7 \cdot 10^{-6}$ y $6 \cdot 10^{-6} \text{m/m } ^\circ\text{C}$ respectivamente.

3.7.1 Piedra

La catedral se realizó en piedra arenisca procedente de varias canteras, en los inicios de la construcción o como apoyo de material cuando fuese necesario, se extrajeron de canteras más o menos cercanas a Sevilla y eran transportadas por bueyes hasta la capital, como las canteras de Alcalá de Guadaíra, Utrera o La Membrilla. Más tarde se hizo construir una serie de embarcaciones que transportaban la piedra desde El Puerto de Santa María o Jerez de la Frontera. A grandes rasgos los pilares, arcos y ventanas proceden de la parte occidental de Cádiz, la capilla de la Antigua tras sus remodelaciones del Puerto de Sta. María y Utrera, las sucesivas restauraciones de Carmona y las de Fernández Casanova de Estepa.

Como aproximación, podemos afirmar que la mayor parte estructural de la franja que voy a estudiar proviene de la Sierra de San Cristóbal, una roca sedimentaria de origen calcáreo. En concreto caliza fosilífera grisácea en su exterior por contacto externo y amarillenta en condiciones originales. Presenta grano grueso con numerosos restos fósiles. A excepción de los pináculos y balaustradas que están hechos de piedra caliza oolítica posiblemente proveniente de Gilena. Al igual que el basamento de las puertas de las fachadas Norte y Sur que fueron inicialmente contruidos y finalmente recubiertos y adornados (Fig. 28 y Fig. 29).



Fig. 28 Basamento de la Puerta Norte de la Concepción

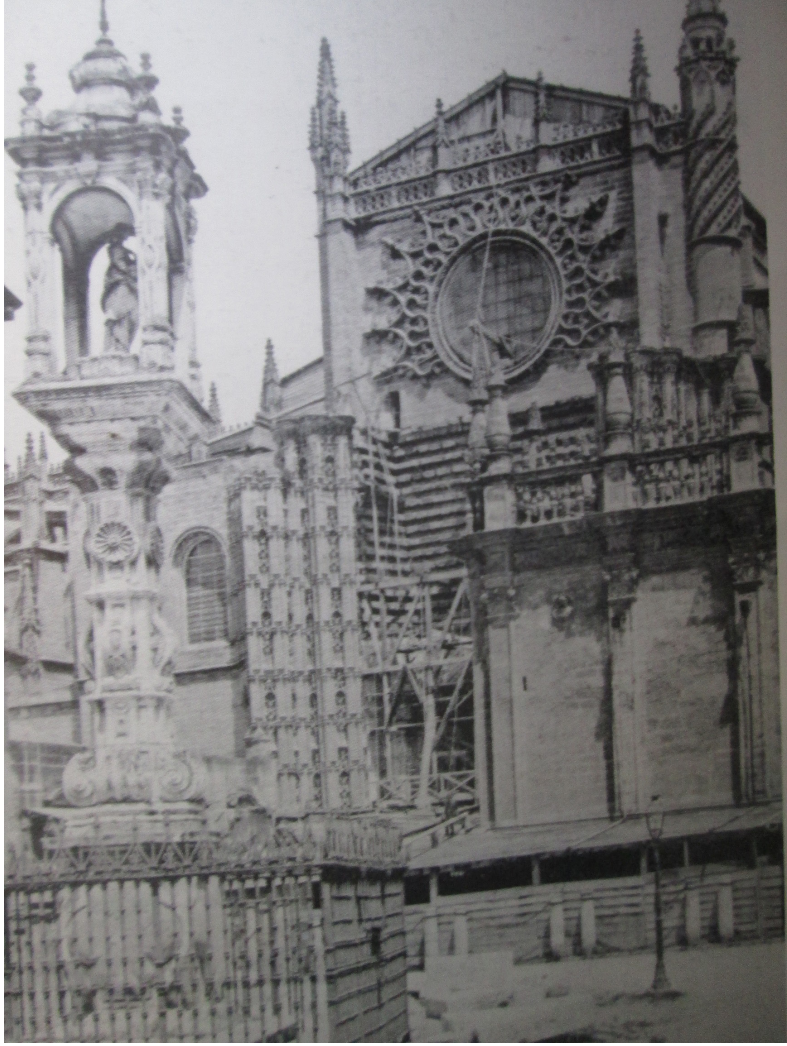


Fig. 29 Basamento de la Puerta Sur de San Cristóbal

Cuadros resumen de la investigación en piedra

Caliza fosilífera

Peso específico γ (KN/m³)						
Departamento de Geología de Oviedo		Fernández Casanova			Peso específico considerado	
17,2 – 19,2		19,3 – 20,3			19	
Tipo de Piedra (Otras fuentes)	Baker mín-med-máx	Camuñas medio	Hütte mín-máx	Arredondo mín-máx	PIET 70	UIC mín-máx
Caliza	23-25-27	23	19-28	24-28	20	20-26
Arenisca	19-22-24	23	19-27	23-29	-	-

Coeficiente de Poisson ν		
Departamento de Geología de Oviedo	Otras fuentes	Coeficiente considerado
0,25 – 0,3 (Catedral) 0,33 – 0,36 (Cantera)	0,15 – 0,20	0,23

Resistencia a Compresión σ_c (KN/m²)				
	Departamento de Geología de Oviedo	Ayesa. Pilares 4C-5C	Fernández Casanova	Resistencia considerada
Muestra humedad natural	3.000 - 12.000	2.843,93 - 11.571,81 Media: 7.237,3	9.634	10.000
			Colapso	7238
Muestra desecada	-	2.942 - 14.023,5 Media: 8.973	-	3.500
Tipo de Piedra (Otras fuentes) N/mm²	Baker	Arredondo	Hütte	Camuñas
Caliza	25-65-166	80-150	25-190	60-130
Arenisca	30-64-105	10-180	15-320	50

Módulo de Young E (N/mm²)			
	Departamento de Geología de Oviedo	Ayesa. Pilares 4C-5C	Módulo considerado
Muestra humedad natural	-	1.730,1	1560
Muestra desecada	-	1.868,5	
Método Dinámico	800 – 1.200 (Catedral) 1.100 – 2.350 (Cantera)	-	
Tipo de Piedra (Otras fuentes)	Baker	UIC	ASTM
Caliza	17.000-32.000-76.000	20.000-100.000	33.000
Arenisca	7.000-15.000-40.000	10.000-50.000	12.500

Caliza Oolítica

Caliza Oolítica - Departamento de Geología de Oviedo				Valores considerados
Peso específico γ (KN/m³)		21,1		21,1
Módulo de Young E (N/mm²)	Método Estático	6.500 (Catedral)	1.000 – 9.000 (Cantera)	4.000
	Método Dinámico	900 (Catedral)	2.750 – 4.700 (Cantera)	
Coeficiente de Poisson ν		0,45		0,30
Resistencia a Compresión σ_c (KN/m²)		22.500		22.000
				16.000
				7.700


3.7.2 Relleno

Este relleno se realizaba con una argamasa de mortero y cascotes, de El Prado de San Sebastián. Los datos obtenidos de cal, obtenida a partir de la piedra caliza de las canteras, arena se presentan a continuación.

Peso específico γ (KN/m³)		Peso específico considerado
Tesis Jonathan Ruiz Jaramillo	15– 20	17,5

Módulo de Young E (N/mm²)		Módulo considerado
UIC	Ayesa. Pilares 4C-5C	170 – 262.6
	Cal aérea	400 – 1.000
	Cal hidráulica	1.000 – 2.000
	Cemento y cal	2.000 – 6.000
	Cemento	6.000 – 10.000
		300

Coeficiente de Poisson ν		Coeficiente considerado
Tesis Jonathan Ruiz Jaramillo	0,2	0,2

Resistencia a Compresión σ_c (KN/m²)		Resistencia considerada
Ayesa. Pilares 4C-5C	3.400 – 7.060,8	
		7.000
		4900
		3.400

3.7.3 Fábrica

Un estudio sobre la relación del espesor de la capa de mortero entre sillares de piedra “e” y el canto de estos “C” y la deformabilidad total del elemento dice que si esta relación es baja, disminuye muy notablemente el módulo de deformación y algo menos la resistencia a compresión. Esto es algo lógico si lo pensamos detenidamente. La relación C/e disminuye conforme va aumentando el espesor de mortero, el cual es bastante más deformable que la piedra. Si aumenta la deformabilidad del conjunto, o sea, la deformación del elemento a una misma tensión, disminuye el módulo de Young. Demostrando que doblando el espesor de mortero se llega a reducir hasta un 97% el módulo de Young.

Este estudio llega a la conclusión de que los maestros góticos tenían nociones sobre este factor aun desconociendo los conceptos, y aprovechaban estas cualidades mecánicas para optimizar los materiales que disponían.

Aplicando este estudio a la catedral de Sevilla y sacando conclusiones a grandes rasgos, extraigo los datos de la Fig. 30.

Las relaciones C/e generales de la Catedral de Sevilla son bastantes bajos, por lo que se deduce que tiene unas propiedades en cuanto a esta relación, sin contar el módulo propio de Young, bastante deformables. También observo que no existe un gran cambio entre elementos, acentuándose levemente en los pilares y arbotantes y disminuyendo en los plementos y nervaduras. Lo que haría más deformable las bóvedas y más rígidos la base sustentadora.

Elemento	C/e
Plemento bóveda	13,3
Pilares	15,4
Nervaduras	13
Arbotantes	17
Contrafuertes	14

Fig. 30 Relación C/e por elementos estructurales

Del estudio se puede deducir la Fig. 31:

Los módulos de deformación obtenidos en estudios anteriores de donde obtengo los datos provienen de probetas de piedra sin junta de mortero. Por lo que de esta gráfica se deduce que si tomamos el máximo valor del “C/e” como 20 y el mínimo como 0, sería un buen criterio tomar un coeficiente reductor del módulo de Young para pilares arbotantes y contrafuertes de 0,7, y para los plementos y nervaduras de las bóvedas del 0,6.

Para la densidad y el peso específico del conjunto he tomado la densidad de sendos materiales y he aplicado la proporcionalidad del volumen en un módulo de la pieza. Aplicando un concepto lógico para el módulo de deformación, teniendo en cuenta que es la deformación que experimenta ante una tensión, en una misma sección tomará la mayor parte de las cargas el material que mayor módulo presente. En este caso tomaremos el módulo de la piedra teniendo presente la influencia de su trabajo conjunto.

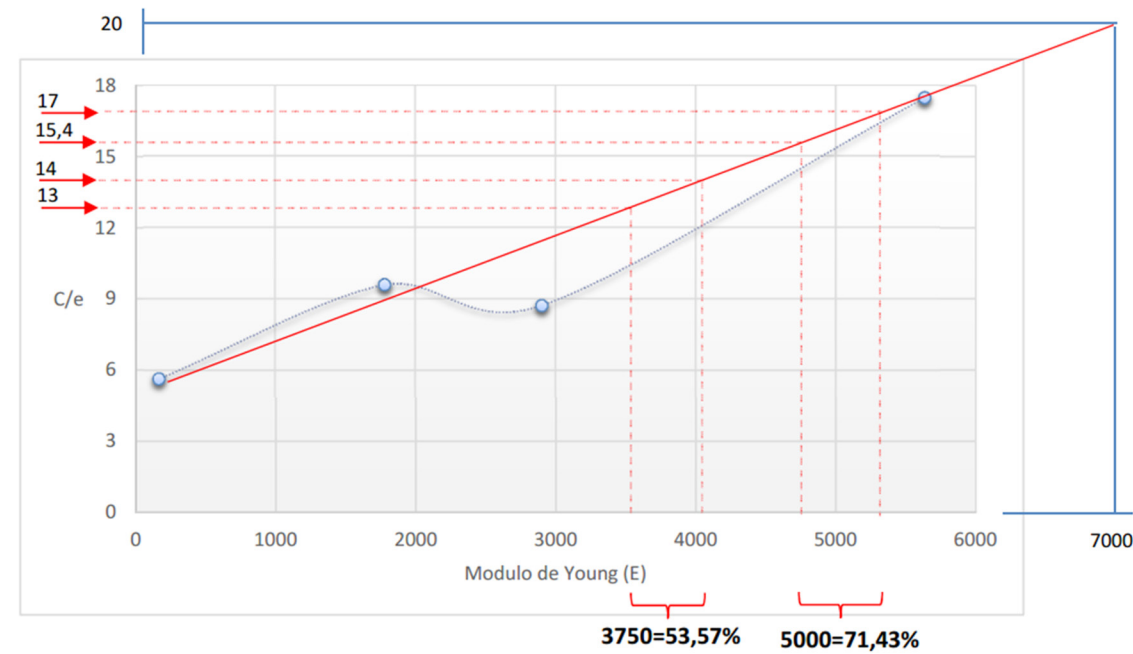


Fig. 31 Factores de modificación del módulo de Young con respecto a la relación C/e

El coeficiente de Poisson es muy parecido entre ambos materiales, por lo que el del conjunto debe serlo también encontrándose entre 0,2 y 0,3.

La resistencia a compresión del conjunto es superior a la de los materiales por separado, esto nos da una cierta seguridad en pilares y muros ante las tensiones obtenidas en el modelo de cálculo. La resistencia a tracción suele situarse entre el 5% y el 10% de la compresión. Todos estos datos son contrastados con los ofrecidos en la tesis de Jonathan Ruiz Jaramillo.

	Valor considerado				
	Pilar	Nervio	Muro	Plementos	Arbotantes
Peso específico γ (KN/m ³)	18,6	19	18,4	19	19
Módulo de Young E (N/mm ²)	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
Coeficiente de Poisson ν	0,22	0,23	0,22	0,23	0,23
Resistencia a Compresión σ_c (KN/m ²)	<div> <div>10.000</div> <div>4900</div> <div>3.400</div> </div>	9.000	<div> <div>8.000</div> <div>4.500</div> <div>3.500</div> </div>	9.000	9.000
Resistencia a Tracción σ_t (KN/m ²)	<div> <div>750</div> <div>368</div> <div>255</div> </div>	675	<div> <div>600</div> <div>338</div> <div>263</div> </div>	675	675

Fig. 32 Tabla resumen de las características de los elementos estructurales



4

Límites
del estudio

myphoto

4 Límites del estudio

4.1. Criterio de elección

Teniendo en cuenta el estudio constructivo e histórico, nos damos cuenta de que la zona más importante de todo el recinto catedralicio, es la parte gótica. Además es la zona más afectada por desastres de derrumbamientos o reconstrucciones. Dentro del conjunto gótico, la zona que me resulta más atractiva para el estudio es la zona de crucería, ya que aquí se encuentran tanto la capilla mayor, como el coro. Ya falló el cimborrio y fue reconstruido reduciendo la altura desmesurada de la que lo quiso dotar Alonso Rodríguez, aun siendo hoy en día la bóveda con mayor altura. Por si esto no resultase suficiente, a lo largo de la historia es la zona más castigada por movimientos sísmicos debido entre otras razones a una pobre resistencia de los materiales.

Para empezar a delimitar la zona de estudio, he realizado mi investigación y un modelo tridimensional estableciendo claras delimitaciones desde la cabecera hasta los pies de la catedral gótica. Dejando de lado la Giralda, la parroquia del Sagrario, la Capilla Real y la zona de oficinas y sacristía.

4.2. Definición de contornos

Todo modelo informático puede ser modelado a la perfección, llegando a detalles ínfimos, pero en ningún momento llegaremos a modelar una realidad exacta. Sin embargo, para que nuestro modelo no sea una total invención nunca podemos aislar la parte a estudiar obviando que forma parte de un edificio completo, incluso de que a su alrededor existen otros edificios que en algún momento puede condicionar su comportamiento estructural.

Tratando de evitar al máximo la situación de contorno, la primera premisa fue realizar el estudio de toda una ‘rodaja’ en sentido Norte-Sur, ya que las fachadas pueden ser modeladas sin tener que simular ninguna restricción a excepción de las oficinas. En sentido Este-Oeste comenzaré el estudio con 5 naves tomando el centro en la Nave Crucero, que será la zona para la cual queremos los resultados finales.

Inicialmente pensé colocar el límite del contorno según los diagramas de tensiones obtenidos en un estudio estático, colocando los apoyos simples en la zona donde las tensiones positivas pasasen a negativas, así no se modificaría el diagrama de tensiones pero se pondría un límite a las deformaciones. Pero este método no ofrece un apoyo con cero tensiones completamente a la vez que el diagrama en planta sería bastante complicado de seguir con apoyos.

Finalmente he decidido tomar una segunda opción colocando los apoyos tras la segunda nave paralela a la nave crucero en el espacio geométrico que ocuparían los elementos conectados en la realidad. Así, el modelo, aún conserva cierta movilidad en las zonas en las que realmente están libres de restricciones.

Con este estudio, queda perfectamente acotada la zona y en perfectas condiciones para el posterior análisis. Si además tomamos en cuenta que los pilares son relativamente independientes, la situación de contorno mejora.

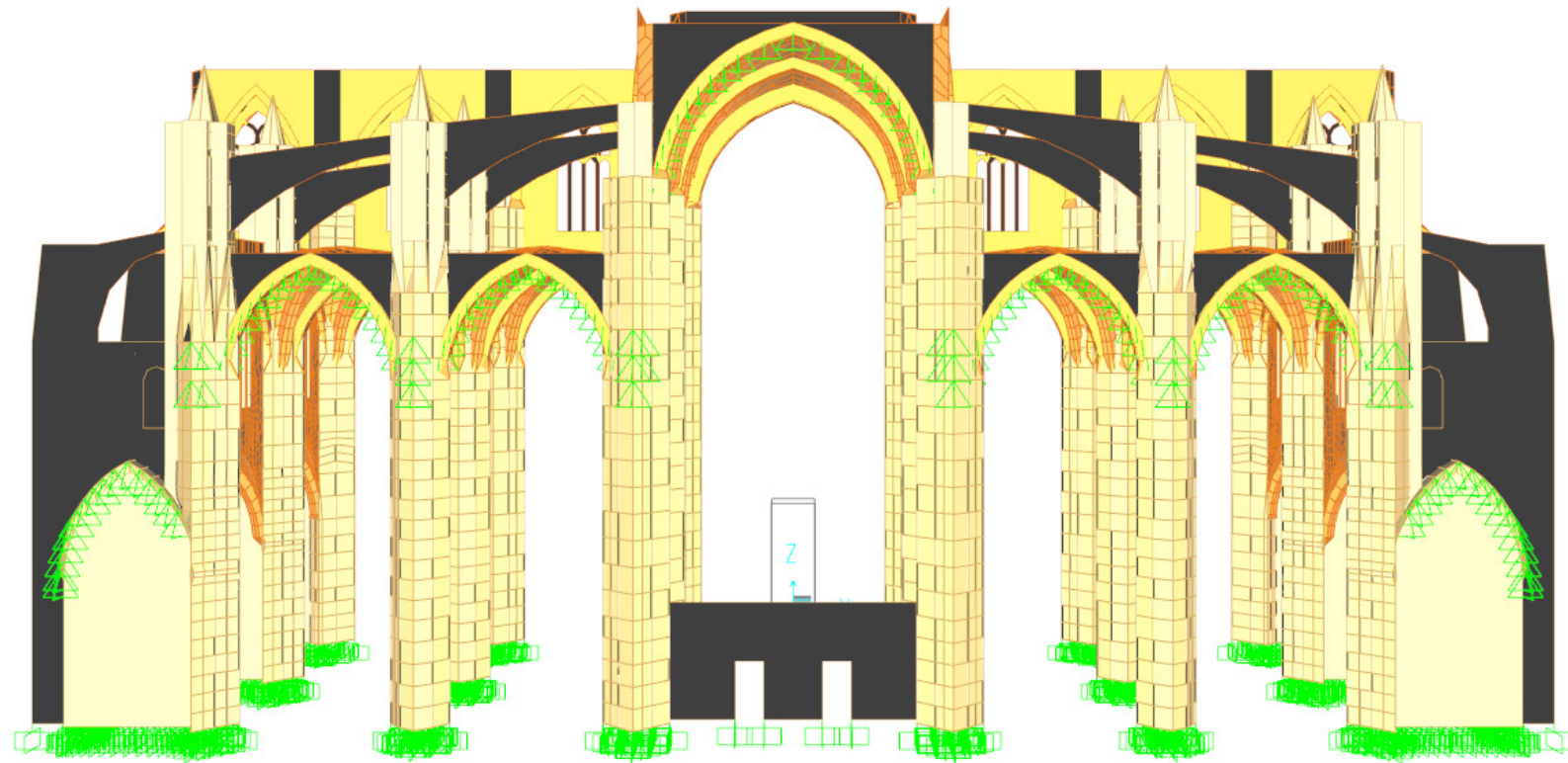


Fig. 33 Situación de contorno tomada en el modelo matemático

A black and white photograph of a highly ornate Gothic cathedral ceiling. The ceiling features a complex network of ribbed vaults, with a central star-shaped pattern of ribs. The surface is covered in intricate carvings and tracery. The perspective is looking up, emphasizing the height and grandeur of the architecture. The lighting creates strong contrasts between the dark ribs and the lighter, possibly gilded, areas of the vaults.

5

Análisis Estructural

5 Análisis estructural

5.1. El terreno bajo la Catedral

La zona estudiada se asienta sobre sedimentos fluviales del Guadalquivir y de arroyos afluentes, cuyo espesor supera los 18 metros bajo rasante.

Bajo este estrato sedimentario aparecen las arcillas con fracción margosa grisácea o verdosa, lo que se conoce como margas azules.



Fig. 34 Sondeo 2 del estudio realizado por Vorsevi

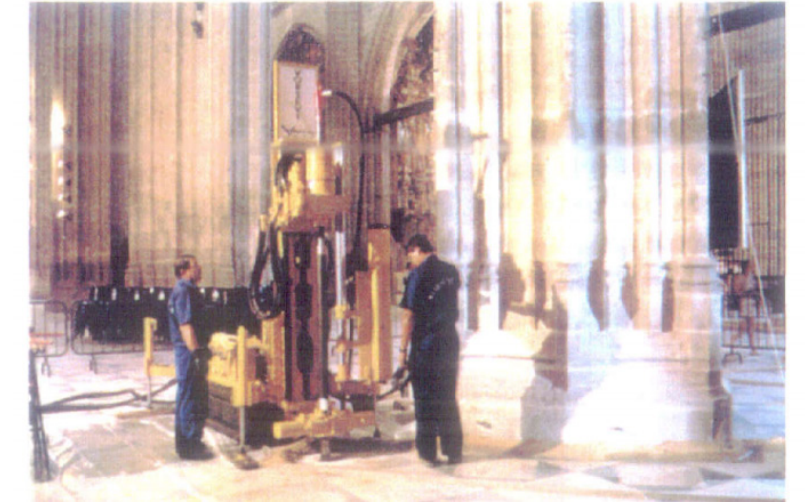
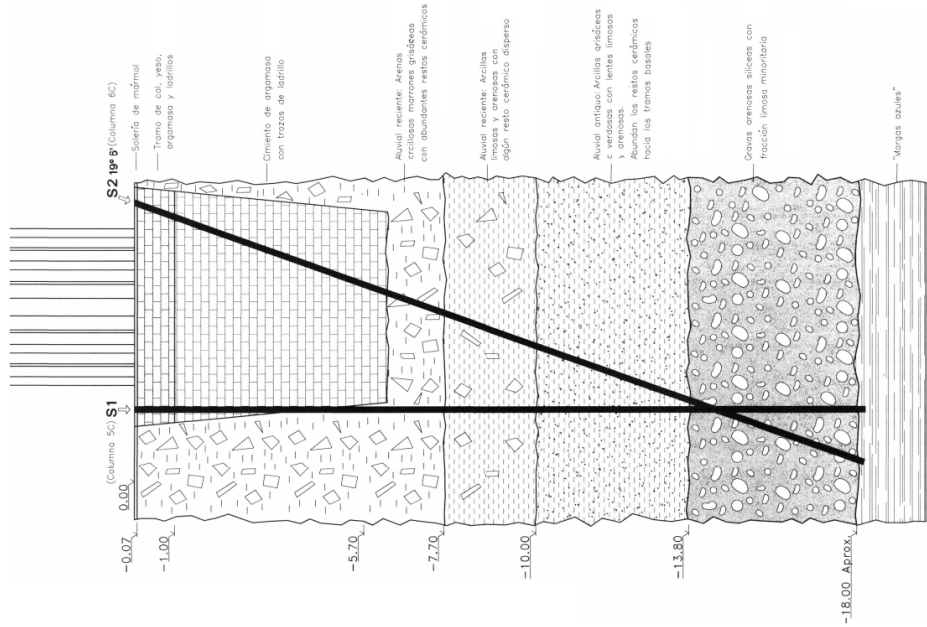


Fig. 35 Sondeo 1 del estudio realizado por Vorsevi

El terreno es deficiente, pero las características de la construcción y el tiempo que se tardó en realizarla consolidó y drenó el suelo. Así puede soportar las cargas que transmite la estructura.

Se describen en la Fig. 36 los aspectos geotécnicos de este suelo mediante la comparación de diversos estudios y la hipótesis que se ha tomado para este estudio.

ESTUDIO DE LA CIMENTACIÓN DE LOS
PILARES DE LA CATEDRAL DE SEVILLA



CARACTERIZACIÓN DE LA CIMENTACIÓN Y SUELO
SUBYACENTE DE LA GIRALDA DE SEVILLA/ESPAÑA

NIVEL I	Solera y rellenos recientes de arena naturaliza
NIVEL II	Aluvial reciente con restos arqueológicos abundantes de cerámica, ladrillos, fragmentos de yeso, arcillas arenosas y arcillas con grava y arena
NIVEL III	Aluvial reciente con restos arqueológicos abundantes de cerámica, ladrillos, fragmentos de yeso, arcillas arenosas y arcillas con grava y arena
NIVEL IV	Sustrato fútil de la plataforma del Gualdarivir, Grava arenosa con algo de lino y arcilla, con vetas de conglomerados de grava cementados con caliza de gran compactación y resistencia a compresión de:
NIVEL V	Margas azules

ANÁLISIS DINÁMICO DE
LA CATEDRAL DE SEVILLA

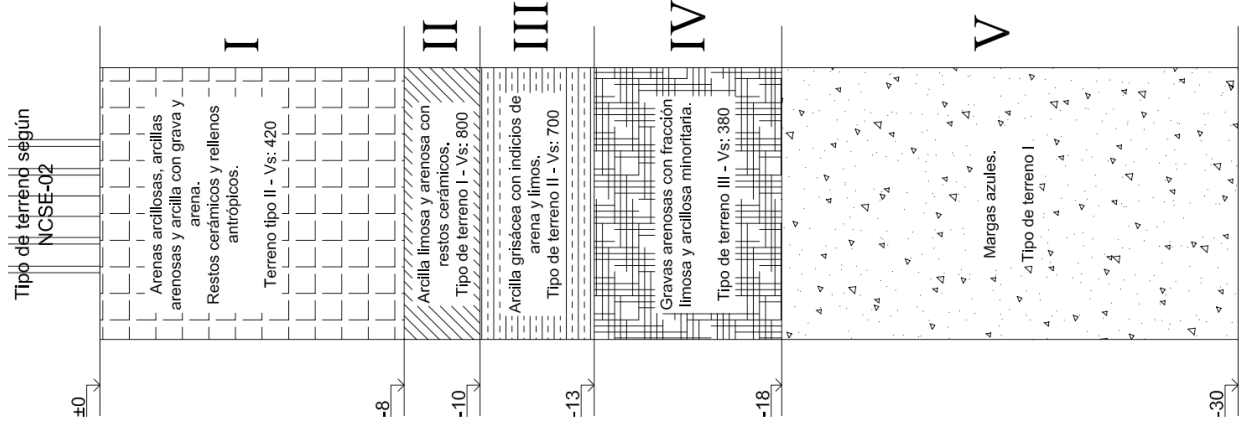
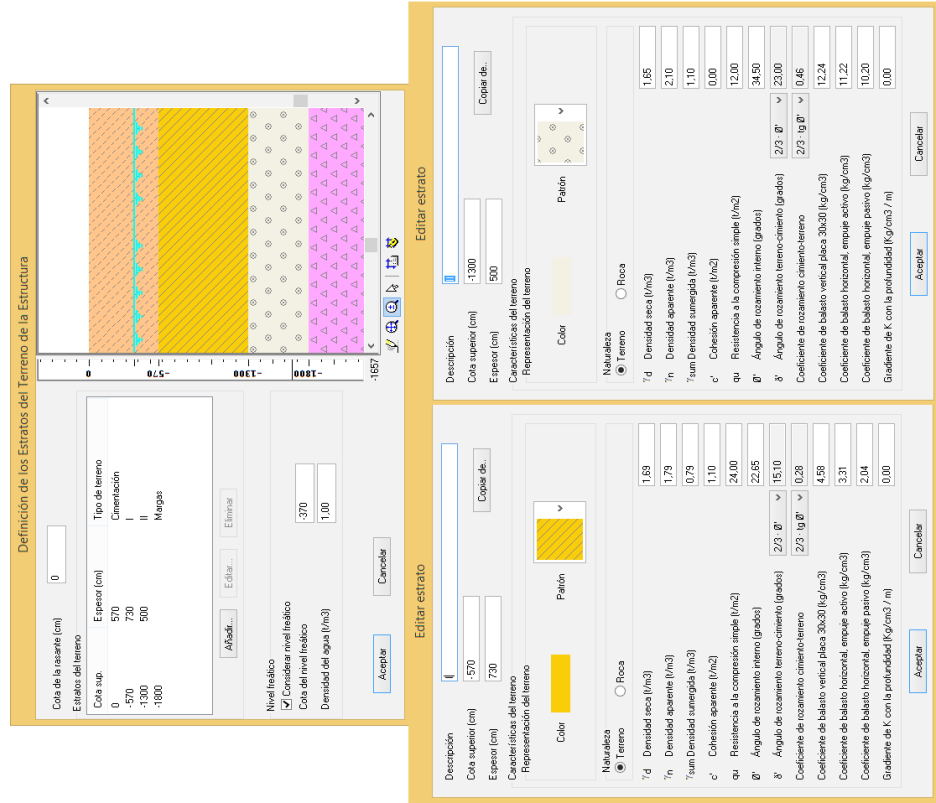


Fig. 36 Comparativa e hipótesis del suelo bajo la Catedral de Sevilla

TRICALC 7.4



Análisis estructural

5.2. Interacción suelo-estructura

Es importante estudiar el tipo de interacción que la cimentación de la estructura tiene con el suelo, ya que la respuesta de la estructura cambia considerablemente en función de las características de la superficie de este punto de contacto. En suelos muy compactos como rocas, suelo cementado o granulares de alta densidad, o sea, en casos con apoyos no deformables o empotrados, la estructura no interfiere en la onda del terreno, se comporta como un único sistema suelo-estructura (Fig. 37 izquierda), como un solo elemento. En tal caso no existe interacción ninguna entre ambos sistemas.

Por el contrario cuando los suelos son blandos y compresibles la onda sísmica se ve modificada debido a la estructura. El funcionamiento del conjunto no es compartido y la frecuencia de la onda que el suelo transmite a la estructura se modifica a partir de este punto de encuentro (Fig. 37 derecha).

Según el tipo de interacción posible existirá una manera u otra de modelarlo lo más fielmente posible a la realidad.

El suelo de la Catedral de Sevilla es un suelo heterogéneo como vemos en el punto 3.1, en su mayoría arcilla arenosa y grava hasta llegar a las margas, por lo que debemos modelar correctamente este espacio para una buena interacción. La dis-

posición de estratos conforme a su deformación por esfuerzo recibido es de mayor a menor de superficie a más profundidad. Consideramos que el bulbo de presiones llega hasta una cota intermedia entre los -13.5m y -16m, por lo que su zona más baja de acción se encuentra a principio del estrato de las gravas, teniendo su mayor parte en los estratos más compresibles. Por

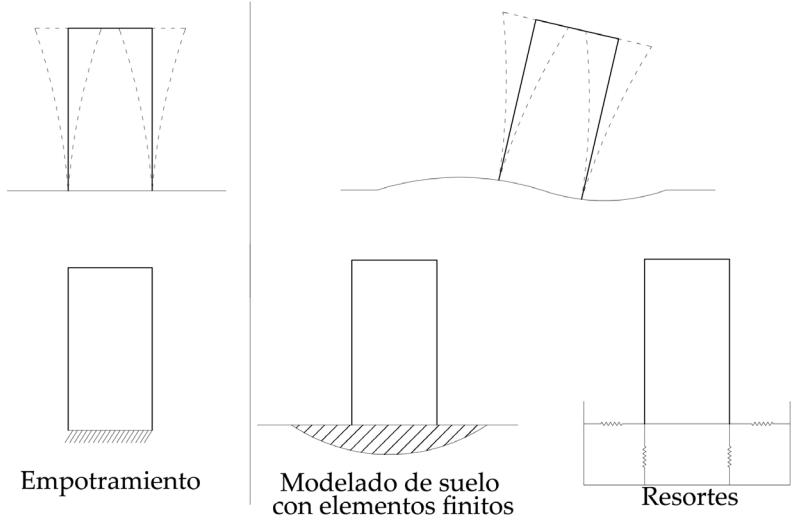


Fig. 37 Modelado y comportamiento de la interacción suelo-estructura en un edificio

lo tanto obtendré los coeficientes de balasto para los pozos de los pilares como sigue:

Ks30: Coeficiente de balasto vertical placa 30x30:
 $4'58\text{kg/cm}^3 \cdot 475\text{cm} \cdot 475\text{cm} = 1.033.362'5 \text{ kg/cm}$

Kh: Coeficiente de balasto horizontal, empuje pasivo:
 $3'31\text{kg/cm}^3 \cdot 475\text{cm} \cdot 570\text{cm} = 896.182'5 \text{ kg/cm}$

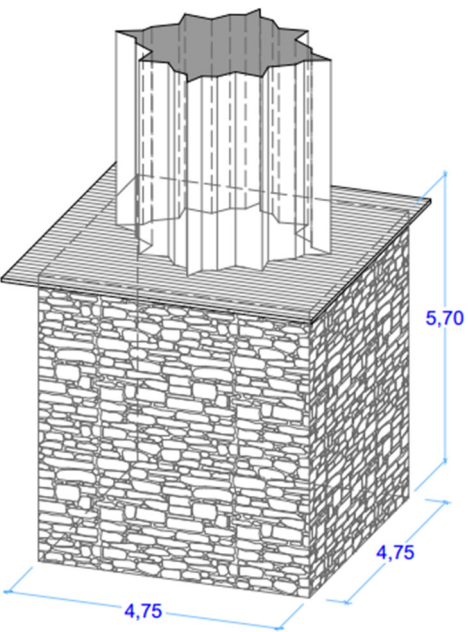


Fig. 38 Dimensión aproximada de pozo de cimentación

El estrato al que me refiero está compuesto por arcilla con aparición de arena y limos, tiene una cohesión de 1,1 por lo tanto es un suelo cohesivo. Así, para adaptar el coeficiente vertical al ancho de los pozos de cimentación de planta cuadrada (ksB), según el CTE-SE-C:

Cohesivo $K_{sB} = K_{s30} \cdot \frac{0'3}{B}$
 $K_{sB} = 1.033.362'5 \cdot \frac{0'3}{4'75} = 65.265 \text{ kg/cm}$

Como este coeficiente depende directamente de las dimensiones de la cimentación, para los pozos corridos de las puertas y muros tendremos:

Puertas
Ks30: Coeficiente de balasto vertical placa 30x30:
 $4'58\text{kg/cm}^3 \cdot 450\text{cm} \cdot 800\text{cm} = 1.648.800 \text{ kg/cm}$

$K_{sB} = 1.648.800 \cdot \frac{0'3}{4,5} = 109.920 \text{ kg/cm}$
 $K_{sBL} = K_{sB} \left(1 + \frac{B}{2 \cdot L}\right)$ $K_{sBL} = 109.920 \left(1 + \frac{4,5}{2 \cdot 8}\right) = 140.835 \text{ kg/cm}$

Kh: Coeficiente de balasto horizontal, empuje pasivo:
 $3'31\text{kg/cm}^3 \cdot 500\text{cm} \cdot 800\text{cm} = 1.324.000 \text{ kg/cm}$

Muros
Ks30: Coeficiente de balasto vertical placa 30x30:
 $4'58\text{kg/cm}^3 \cdot 450\text{cm} \cdot 2400\text{cm} = 4.946.400 \text{ kg/cm}$

$K_{sB} = 4.946.400 \cdot \frac{0'3}{4,5} = 329.760 \text{ kg/cm}$

$K_{sBL} = 329.760 \left(1 + \frac{4,5}{2 \cdot 24}\right) = 360.675 \text{ kg/cm}$

Kh: Coeficiente de balasto horizontal, empuje pasivo:
 $3'31\text{kg/cm}^3 \cdot 500\text{cm} \cdot 2400\text{cm} = 3.972.000 \text{ kg/cm}$

En cuanto a las restricciones en el giro de la cimentación; la posibilidad de giro de una cimentación suficientemente empotrada en el terreno, es muy remota, salvo que la cimentación sea cilíndrica y de diámetro igual o poco superior al del soporte. Además, para que se pueda producir rotación es necesario que la resistencia a torsión del soporte y de la cimentación sean superiores a los esfuerzos de torsión que se generasen, de lo contrario romperían y el esfuerzo de torsión desaparecería, por ser una rotura frágil. Simultáneamente sería necesario que la cimentación careciera de arriostramiento que coarte el giro e incluso de solera y solería que lo condicionen. Otra cuestión a tener presente es que el conocimiento creíble de este tipo de parámetros es remotísimo, por lo que no dejaría de ser un ejercicio de imaginación. Por tanto con-

sidero la restricción total al giro, equivalente al que tendría un empotramiento.

Modelado en SAP2000:

En este programa los denominados “Springs” invalidan el modelo si alguna de las partes de la base de los pilares donde se colocasen tuviese una reacción negativa. Tras un intento de colocar e invalidar el modelo he decidido colocar apoyos empotrados que coarten el giro y estudiar las reacciones.

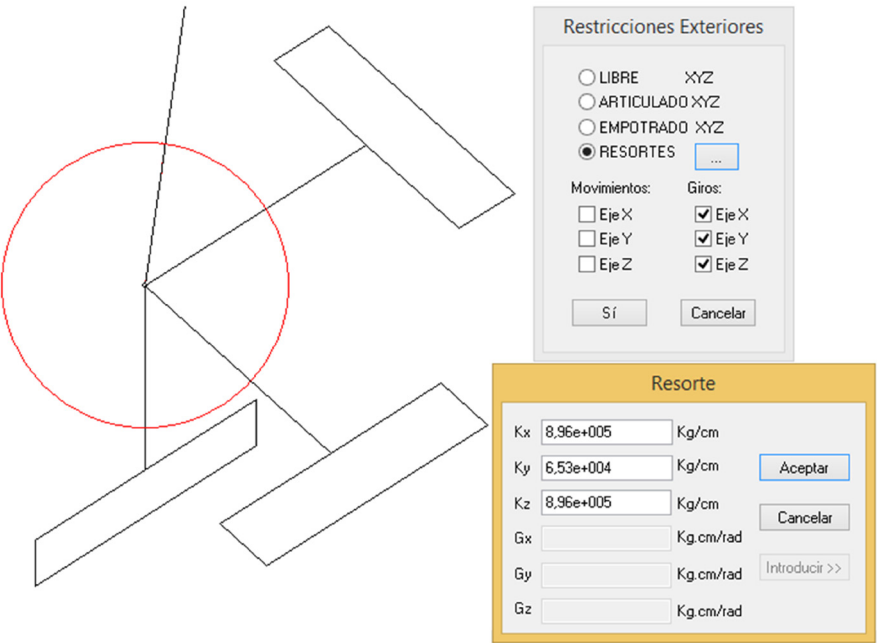


Fig. 39 Modelado del soporte en Tricalc

5.3. Rellenos de las alcatifas

Un aspecto importante de estudio y mucho más de cara al sismo debido a su mayor o menor peso, son las alcatifas.

Gracias a un estudio de Álvaro Jiménez Sancho, he podido realizar una hipótesis de pesos sobre las bóvedas debido a la evolución de las técnicas constructivas desde principios del s.XV hasta principios del s.XVI y en las siguientes restauraciones y ampliaciones. Se pueden diferenciar seis tipos de alcatifas con una configuración interna diferente. Diferentes técnicas, materiales y proporción de los mismos a lo largo del tiempo. A continuación se expone una hipótesis de fechas y tipos de alcatifas a partir de catas realizadas en ellas y al final se concluye con hipótesis de pesos de las mismas.

Comenzando por la bóveda de la capilla de San Laureano (Tipo 1. Fig. 43) construida entre 1440 y 1450 según la hipótesis de demolición y construcción presentada y tomando una media de 10 años entre el comienzo de la construcción de los pilares de la base y la terminación de la alcatifa de la bóveda.

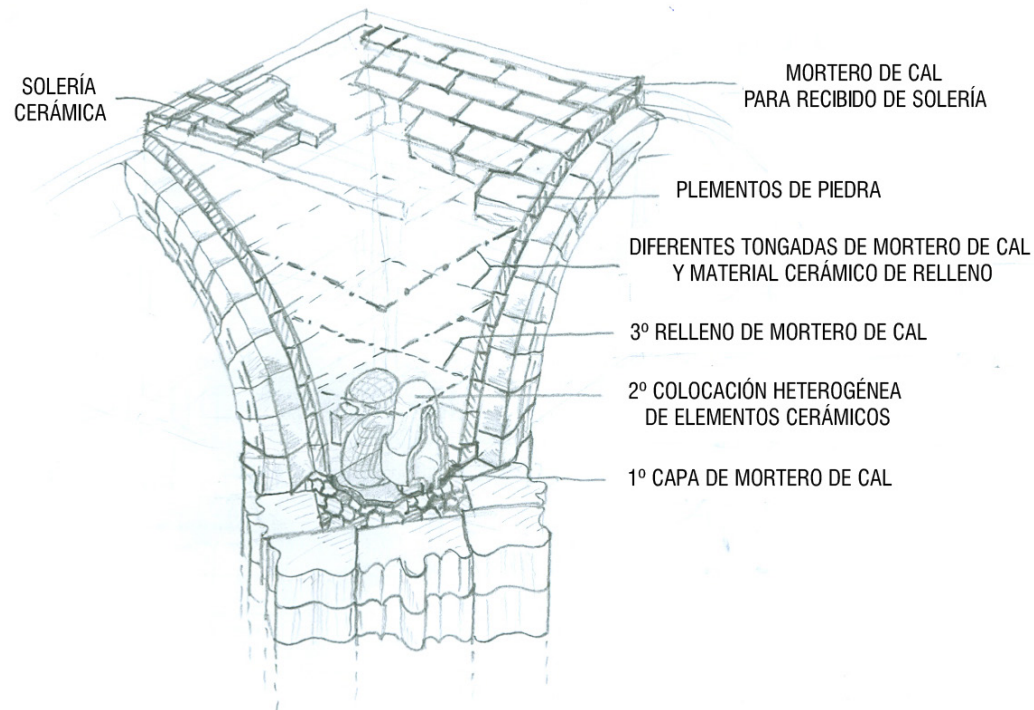


Fig. 40 Volumetría constructiva de bóveda tipo 1. Dibujo del autor

El proceso constructivo de esta bóveda fue la creación del plemento con sillares de piedra unidos con mortero de cal, seguido de una capa de mortero de cal como capa de recibo de elementos cerámicos de relleno aligerante. Antes de que fraguase esta capa se iban encajando ladrillos vasijas o escombros, en general, material deleznable de poco peso. Seguidamente se iban

añadiendo varias tongadas de este relleno de mortero y material cerámico. Su conformación era bastante heterogénea y sin orden por lo que no se optimizaba el volumen de mortero de cal haciendo estas capas casi macizas y de gran peso. Finalmente se colocaba la solería cerámica que podemos ver en la actualidad sobre mortero de cal.

A priori esta bóveda por tiempo y espacio estaría muy alejada de nuestro modelo, y viendo cómo evolucionó la técnica se podría no incorporar. Aun así, sabiendo que las primeras bóvedas en construirse eran las de los costados como vemos en la Fig. 40, se podría decir que de este tipo son todas las alcatifas de la parte occidental de la catedral.

La siguiente alcatifa está a la altura de la capilla de San Antonio o la capilla bautismal en la primera nave colateral Norte (Tipo 2N. Fig. 43), fechada entre 1450 y 1455. Esta alcatifa es la más singular, pues aquí nos encontramos sobre el plemento dos capas de ladrillo y mortero de cal y seguidamente una bóveda secundaria que eleva la pendiente y reduce el material y el peso, que descansa sobre una franja en la parte superior del plemento y en el murete entre bóvedas (Fig. 42). El resto del conjunto es muy parecido al de la bóveda anterior. Este tipo de alcatifa sólo aparecerá en mi modelo en la primera nave co-

lateral en la parte de occidente, puesto he tomado la técnica constructiva como una elevación para la pendiente de la cubierta.

La tercera cata tiene lugar a la altura de la capilla de San José en la segunda nave colateral Sur (2S). Esta bóveda se encuentra en el contorno de nuestro modelo, y es de este tipo como voy a considerar las bóvedas de las segundas naves laterales occidentales. Está fechada entre 1450 y 1455.

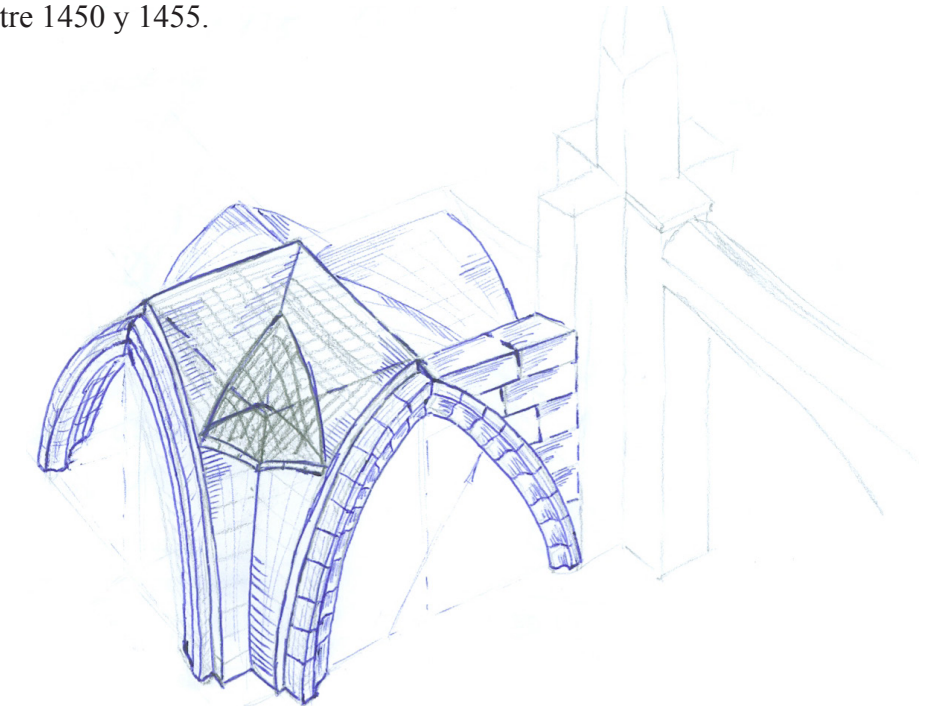


Fig. 41 Volumetría de bóveda tipo 2N. Dibujo del autor

En esta ocasión no encontramos la bóveda secundaria, pero sí la capa de ladrillos sobre la plementería con mortero de cal, aunque reduciéndose bastante la proporción de este. Seguidamente las alcatifas con materiales cerámicos cuidadosamente colocados reduciendo considerablemente el peso y usando gran cantidad de dolios cerámicos. Tanto en la 2N como en la 2S reduciré el peso proporcionalmente en mi modelo teniendo en cuenta la evolución de la técnica.

Las dos bóvedas reconocidas en el lado oriental (3) sin muy similares, datadas entre 1460 y 1470, reconociéndose una drástica reducción de mortero, que pasa a una capa junto con ladrillos de unos 15cm bajo la solería. Entre esta capa y los plementos encontramos los grandes dolios que apenas tienen mortero entre ellos. Destaca por el orden de las piezas y la reducción del peso total.

Por último en la Capilla de la Antigua (4) de entre 1500 y 1512 encontramos un empalomado parcial con dolios entre tabiques. Con varias reparaciones y con rellenos de mortero, por lo que pasa a tener el peso de las demás e incluso superior.

Finalmente se resumen los resultados en la Fig. 45.

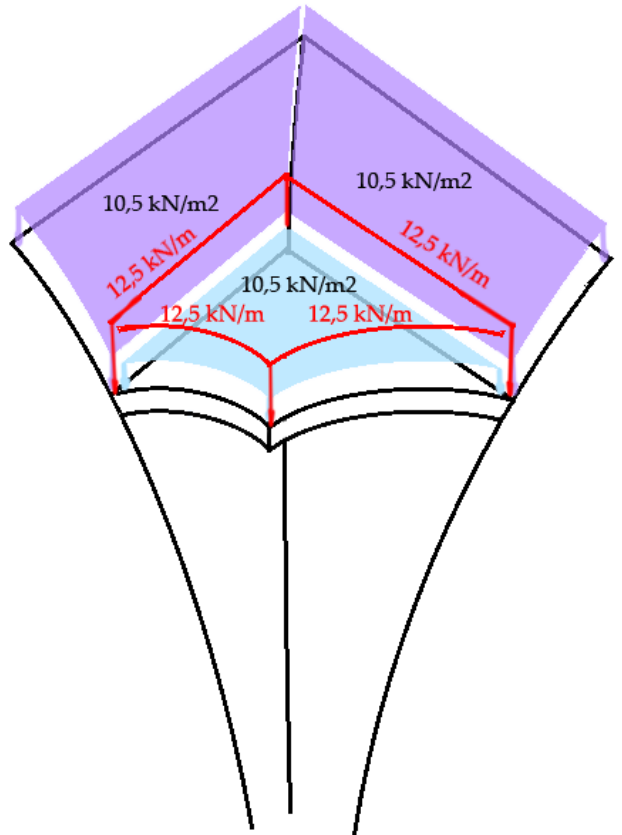


Fig. 42 Reparto de cargas por la bóveda secundaria del tipo 2N

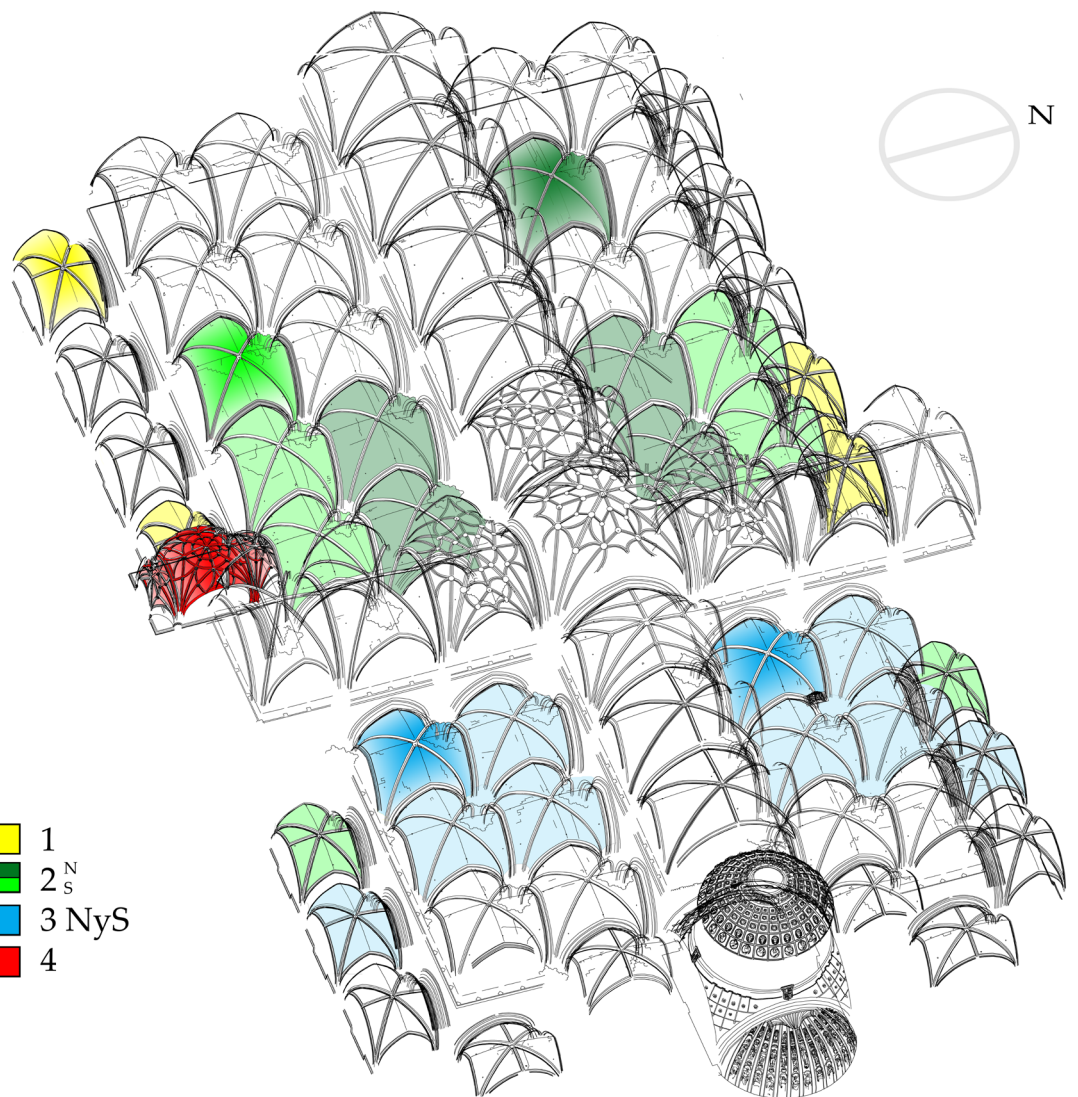


Fig. 43 Perspectiva de la hipótesis de tipos de alcatifas

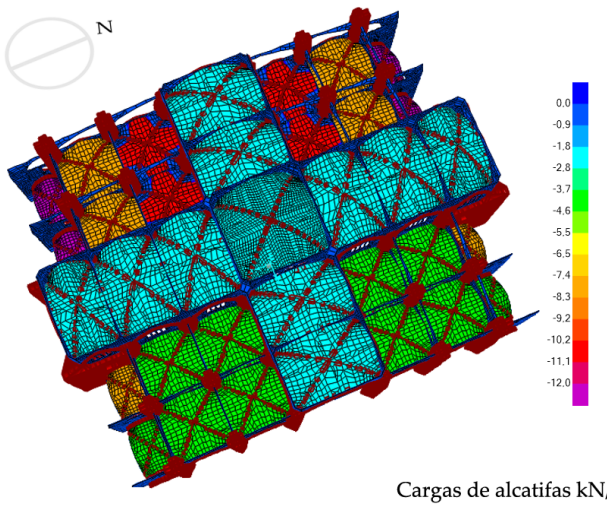


Fig. 44 Representación en el modelo de elementos finitos de la hipótesis de pesos de alcatifas

Alcatifas	Volumen total (m³)	Superficie de aplicación (m²)	Peso total (Tn)	Carga lineal (kN/m)	Carga Superficial (kN/m²)
1	68,5	85,72	102	-	12
2N	72,4	121	126,7	12,5	10,5
2S	101,6	173,8	130,5	-	8
3	101,6	173,8	71,1	-	4,5
4	-	-	-	-	12
Recubrimiento de ladrillo cerámico en bóvedas del crucero.	-	-	-	-	2
Carga del reloj	-	-	-	-	15

Fig. 45 Cuadro resumen de la hipótesis de cargas de las alcatifas

5.4. Cargas y factores considerados

Debemos fijar las acciones contribuyentes de pesos propios y sobrecargas además de una serie de valores influyentes para el sismo obtenidos de publicaciones o fijados por la NCSE-02. Estos son:

- El peso propio y la carga permanente de la catedral al completo se obtienen directamente del cálculo del modelo, dividiendo la fuerza en kN en el eje Z entre la superficie total. 355.941kN/5384m2: 66,11kN/m2.

- Sobrecarga de uso para cubierta de acceso al público y visitas grupales. 2kN/m2. Según la NCSE-02, las masas que intervienen en el cálculo dinámico de sobrecarga de uso para edificios públicos como es nuestro caso, deben ir multiplicadas por un factor del 0,6. Sólo considerada en el modelo de elementos finitos ya que resulta una carga despreciable comparada con el peso propio.

- La carga eólica es despreciada ya que frente al sismo no tiene relevancia.

- La carga de nieve también será despreciada puesto que en Sevilla la probabilidad de nevadas es ínfima. Ade-

más, teniendo en cuenta que buscamos un análisis sísmico cuya frecuencia es también baja, la probabilidad conjunta de ambas cargas es despreciable.

- El coeficiente C del suelo se calcula a partir de los diferentes estratos del suelo para 30 metros de profundidad con la siguiente fórmula:
- Consideraré los cuatro primeros modos de vibración

$$C = \frac{1.3 \cdot 8m + 1 \cdot 2m + 1.3 \cdot 3m + 1.6 \cdot 5m + 1 \cdot 12m}{30m} = 1.21$$

por recomendaciones profesionales además de realizar la combinación de modos de vibración como indica la NCSE-02 mediante la ecuación x, que calculará la contribución de cada modo de vibración y cómo afecta al modelo en mayor o menor medida. De este modo combinará los diferentes resultados obtenidos agrupándolos en una respuesta conjunta.

- Aunque la aceleración viene definida por el espectro de respuesta, para la aceleración sísmica básica encontramos valores probabilísticos en otras publicaciones a parte de las establecidas en la NCSE-02, determinando tal valor entre 0,05 y 0,1. Tomamos como referencia el terremoto de 1755 de escala VIII para el cual se estima un periodo de retorno de 225 años. Para un terremoto de estas características existe una probabilidad de ace-

leración 0,1 del 70,16%, mientras que para una aceleración de 0,05 del 96,08%. Teniendo en cuenta que se sobrepasa el periodo de retorno es razonable determinar la probabilidad del 70% para obtener la aceleración. Por lo que tendríamos una aceleración de 0,1.

- El resto de datos son los que determina la norma para Sevilla sin necesidad de cálculo previo.

Aceleración sísmica básica (a _b /g)	Coeficiente de contribución (K)	Coeficiente adimensional de riesgo (ρ)	Coeficiente del terreno (C)	Amortiguamiento de la estructura expresado como porcentaje del crítico (Ω)	Coeficiente de comportamiento por ductilidad (μ)
0,1	1,1	1,3	1,21	5	Sin ductilidad: 1

- Para obtener un espectro de respuesta (Fig. 46) acorde a nuestro modelo y su localización la NCSE-02 establece un espectro normalizado definido por los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \text{Si } T < T_A & \quad \alpha(T) = 1 + 1,5 \cdot T / T_A \\ \text{Si } T \leq T_A \leq T_B & \quad \alpha(T) = 2,5 \\ \text{Si } T > T_A & \quad \alpha(T) = K \cdot C / T \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Donde} \\ T_A &= K \cdot C / 10 \\ T_A &= K \cdot C / 2,5 \end{aligned}$$

T (Período propio del oscilador en segundos)	α(T) (Valor del espectro normalizado de respuesta elástica)
0,000	1,000
0,100	2,127
0,200	2,500
0,300	2,500
0,400	2,500
0,500	2,500
0,600	2,218
0,700	1,901
0,800	1,664
0,900	1,479
1,000	1,331
1,100	1,210
1,200	1,109
1,300	1,024
1,400	0,951
1,500	0,887
1,600	0,832
1,700	0,783
1,800	0,739
1,900	0,701
2,000	0,666

Fig. 46 Espectro de respuesta



Así queda definida el tipo de carga por sismo, que el programa aplicará en los diferentes ejes horizontales. También debemos introducir una aceleración vertical, puesto que además de las ondas longitudinales, los sismos se componen de ondas transversales. Estas ondas transversales a la dirección de propagación tienen dos direcciones de vibración, la horizontal y la vertical. La NCSE-02 establece un factor de disminución del 70% de la aceleración horizontal para la componente vertical.

5.5. Combinaciones de acciones

Realmente en la época de construcción del edificio no existían estas reglas de construcción donde se multiplican los valores por unos coeficientes aunque si existían unas normas no escritas que proporcionaban a los maestros de obras cierta seguridad en sus construcciones a veces incluso más restrictivas que las normas actuales. Aun así aplicaré estos coeficientes para los diferentes análisis ya que aportan un extra de seguridad que ante la inseguridad de las propiedades de los materiales y su heterogeneidad en el conjunto aportan cierta aproximación a los objetivos, además de que usaré las combinaciones más desfavorables.

Previo al estudio dinámico se realiza uno estático de capacidad portante para la delimitación de los contornos, el CTE-SE establece que el valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación persistente o transitoria se determina mediante la combinación de acciones siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Que aplicada a nuestro caso obtendríamos la combinación:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$$

Siendo “Gk“ las cargas permanente y pesos propios y “Qk“ las cargas variables o sobrecarga de uso en nuestro caso, multiplicados por los coeficientes parciales de seguridad para las acciones 1,35 y 1,5 respectivamente.

Una vez definidas las cargas correctamente, el CTE-SE establece que el valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación extraordinaria accidental de sismo se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

En nuestro caso quedaría una expresión como sigue:

$$\sum G_k + A_d + \sum \psi_2 \cdot Q_k$$

Siendo “Gk“ las cargas permanente y pesos propios, “Ad“ la acción accidental de sismo y “Qk“ las cargas variables o sobrecarga de uso en nuestro caso, multiplicado por el coeficiente de simultaneidad 0,6 para zonas destinadas al público.

5.6. Comportamiento de una catedral a sismo

De entre la casuística que rodea al sismo en la Catedral de Sevilla, que seguidamente analizaremos, Fernández Casanova señala tres aspectos clave. Estos son el terreno bajo la Catedral, la orientación de la misma y la clase de materiales empleados.

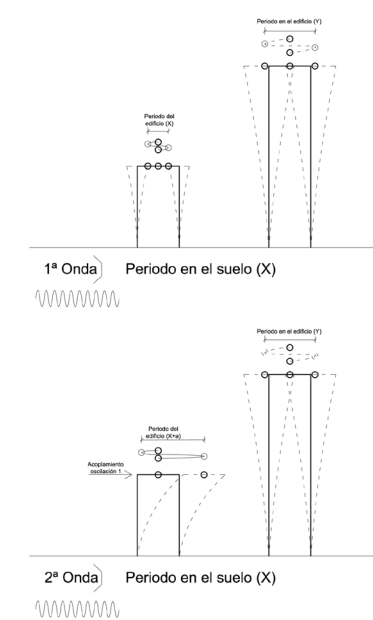
Partimos de una situación de equilibrio mecánico, en la que el peso del edificio es contrarrestado por el suelo mediante la cimentación. En estado dinámico las fuerzas horizontales del terreno no son contrarrestadas por nada. Estas fuerzas horizontales afectan al edificio directamente en el plano suelo, provocando un giro en el edificio con eje de rotación perpendicular al sentido de la fuerza. Lo cual crea un estado de desequilibrio que conlleva a una respuesta del edificio para disipar la energía que se presenta de dos formas:

- 1.- Rotura que disipa la energía por colapso.
- 2.- Oscilaciones que crean fuertes tensiones en la estructura.

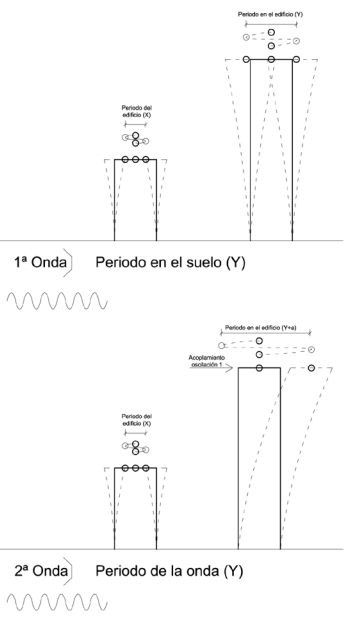
Existen varios factores que ayudan o contrarrestan el desequilibrio. A continuación se analizarán los factores que influyen en el sismo según el diseño de la estructura, y aplicación a la Catedral de Sevilla.

-Altura del edificio. El tipo de oscilación del edificio o la intensidad de la misma depende de la altura y en gran

parte del periodo de la onda del sismo. Los edificios altos tardan más tiempo en realizar una oscilación que los bajos ya que la onda, ya sea de periodo largo o corto, debe recorrer todo el cuerpo del edificio en su altura. Así, un sismo afectará más a una estructura cuando el periodo de la onda o el tiempo en que el suelo realiza una oscilación esté próximo al tiempo en que el edificio realiza una oscilación o al tiempo en que la onda recorre todo el cuerpo del edificio, ya que el edificio acoplará la onda anterior con la próxima y sumará las dos amplitudes. Por este motivo los edificios bajos sufrirán más con ondas de periodo corto, y los altos con ondas de periodo largo. Este fenómeno se denomina resonancia.



Sismo periodo corto



Sismo periodo largo

-Irregularidad geométrica en planta y alturas. Cada elemento tiene un periodo natural diferente y una amplitud de oscilación diferente. El edificio que esté compuesto por diferentes elementos de diversas formas y dimensiones como la Catedral de Sevilla, intenta girar de manera desordenada y crea torsiones en los puntos de encuentro.

-Ligereza del edificio. A grandes rasgos, de la expresión $F=m \cdot a$, deducimos que la fuerza con que oscilará nuestro edificio, para una misma aceleración, aumentará proporcionalmente con la masa que se mueve. Por lo tanto, cuanto mayor masa tenga el edificio, mayor será la fuerza, deformación y tensiones que deberá soportar la estructura.

-Flexibilidad de la estructura. Cuando se producen oscilaciones los elementos rígidos colapsan fácilmente debido a que es la única forma que tienen de disipar la energía que se produce con el movimiento. Así, los elementos que sean capaces de flexionar y deformarse sin colapsar resistirán mejor los movimientos de los sismos.

-Resistencia a compresión de los materiales. Es la única característica que le queda al material para absorber las tensiones una vez que la flexibilidad del componente ha llegado a su límite. La piedra de la catedral al ser un material bastante rígido dependerá de su resistencia a compresión.

5.7. Hipótesis previas al cálculo de sismo

-En los derrumbes acaecidos en 1511 y 1888, los pilares cayeron aislados, llevando tras de sí aproximadamente un cuarto de las bóvedas adyacentes. Por lo que podemos sugerir que los pilares interiores trabajan como palmeras aisladas.

-La premisa gótica de resistencia cero a tracción hace que los pilares estén sometidos a grandes compresiones, lo que puede saltar la alarma de pandeo. Debido a las enormes dimensiones de los pilares, el pandeo queda anulado.

-Los contrafuertes y muros de los costados serán de gran ayuda en oscilaciones dirección Norte-Sur, debido a la inercia de su sección.

-Al estar el perímetro cercado y los contrafuertes arriostrado por muros, en dirección Este-Oeste, los costados van a reaccionar bien ante sismo, pero van a responder con una oscilación diferente a los pilares exentos, por lo que creará tensiones en las bóvedas de las segundas naves colaterales.

-Las bóvedas tendrán un mayor número de tensiones en los puntos naturales por donde un arco ojival cede. Y se agrietarán siguiendo el esquema IV (Fig. 47).

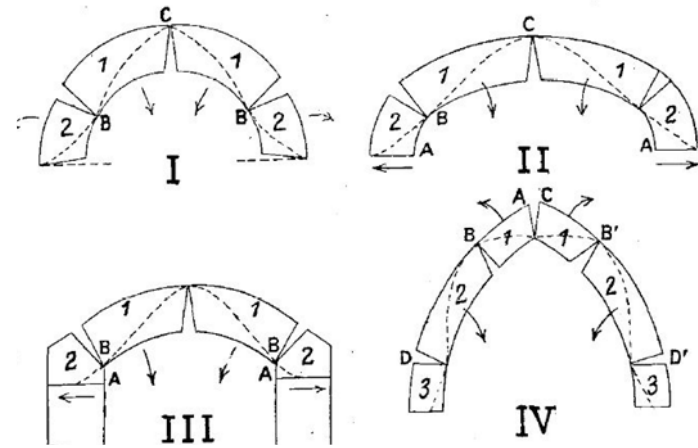


Fig. 47 Puntos de rotura según tipos de arcos

-Los muros laterales Norte y Sur del Coro, ayudarán a los pilares E3-4 y F3-4, ya que actuará como el elemento estructural que conocemos hoy en día como núcleo.

-En algunas publicaciones¹, se demuestra la importancia de los muros sobre las bóvedas de las naves mayor y crucero. Poniendo en seria duda la eficacia estructural de los arbotantes debido a la no continuidad del flujo de cargas de la nave central a los contrafuertes. Además de la solicitud de los arbotantes a flexión. Por ello deduzco que la zona más propensa a sufrir con un movimiento sísmico serán las naves comentadas, ya que tienen muy poco arriostramiento horizontal y una gran altura. Además, los arbotantes al sufrir los movimientos horizontales experimentarán tracción entre sus piezas que pue-

de ocasionar el desprendimientos de trozos del mismo e incluso del derrumbe total del arbotante, sin afectar de manera muy significativa al funcionamiento de las bóvedas contiguas.

-Además del triforio, otra parte que también sufrirá un daño considerable será la base de los pilares por el simple hecho del diagrama de momentos flectores considerando la base un empotramiento sin opción a giro.

- Tenemos una estructura con diferentes alturas y pesos. Las naves colaterales con 23.5m compuestas por bóvedas con alcatifas, la nave central y crucero con 35.5m con bóvedas sin relleno y el cimborrio de 40m compuesto por una bóveda muy nervada sin relleno. Al tener esta casuística, cada pilar oscilará de una manera diferente dependiendo de la situación en

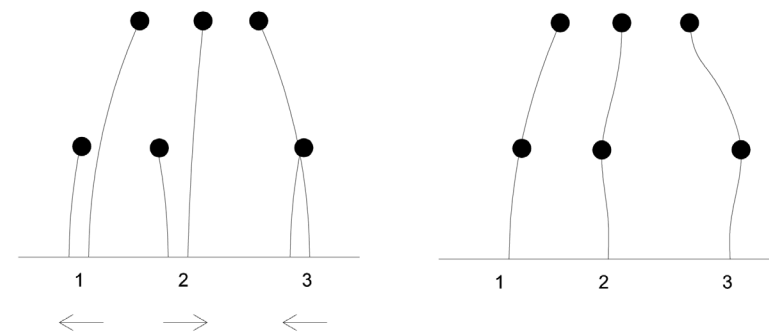


Fig. 48 Reacción del péndulo invertido con diversas masas en su cuerpo ante esfuerzos horizontales

planta, creando grandes tensiones en las bóvedas. En el siguiente esquema se explica este fenómeno (Fig. 48), donde la flecha indica la dirección de cada oscilación y el péndulo la secuencia de movimientos de la estructura.

- El problema de la diferencia de altura y pesos se acentúa cuando tenemos diferentes alturas dentro de una misma estructura con diferentes masas y diferentes modos de vibración como es el caso de la Catedral. Cuando tenemos esta situación se da un punto crítico, y es cuando la zona alta está terminando una oscilación y la baja está comenzando la siguiente. Con lo que tenemos unas altas tensiones en los elementos intermedios que unen ambas partes de la estructura. Los siguientes esquemas (Fig. 49) representan el fenómeno anteriormente explicado aplicado a diferentes secciones de la catedral, señalando los puntos clave y explicando por qué sufrirían más que los otros.

Como resultado de estas hipótesis he realizado un plano (Fig. 50) con la combinación de daños formado por los puntos de las diferentes secciones que tras una oscilación serían más propensos a sufrir daños.

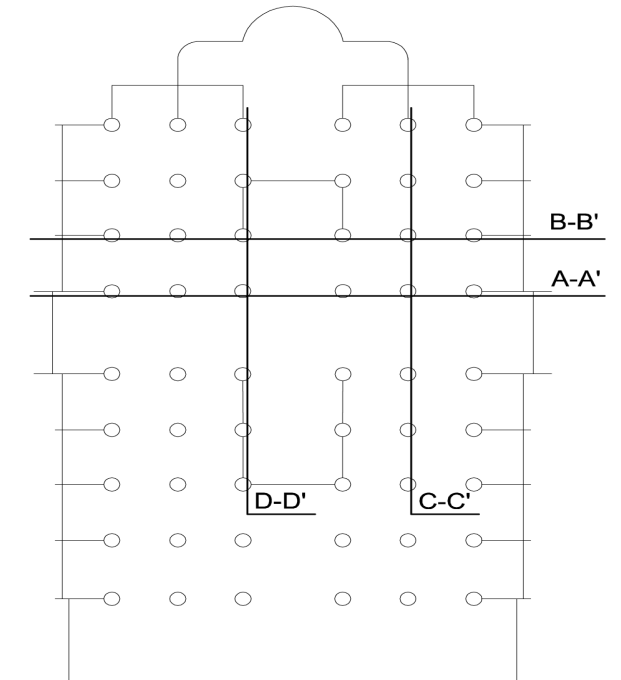
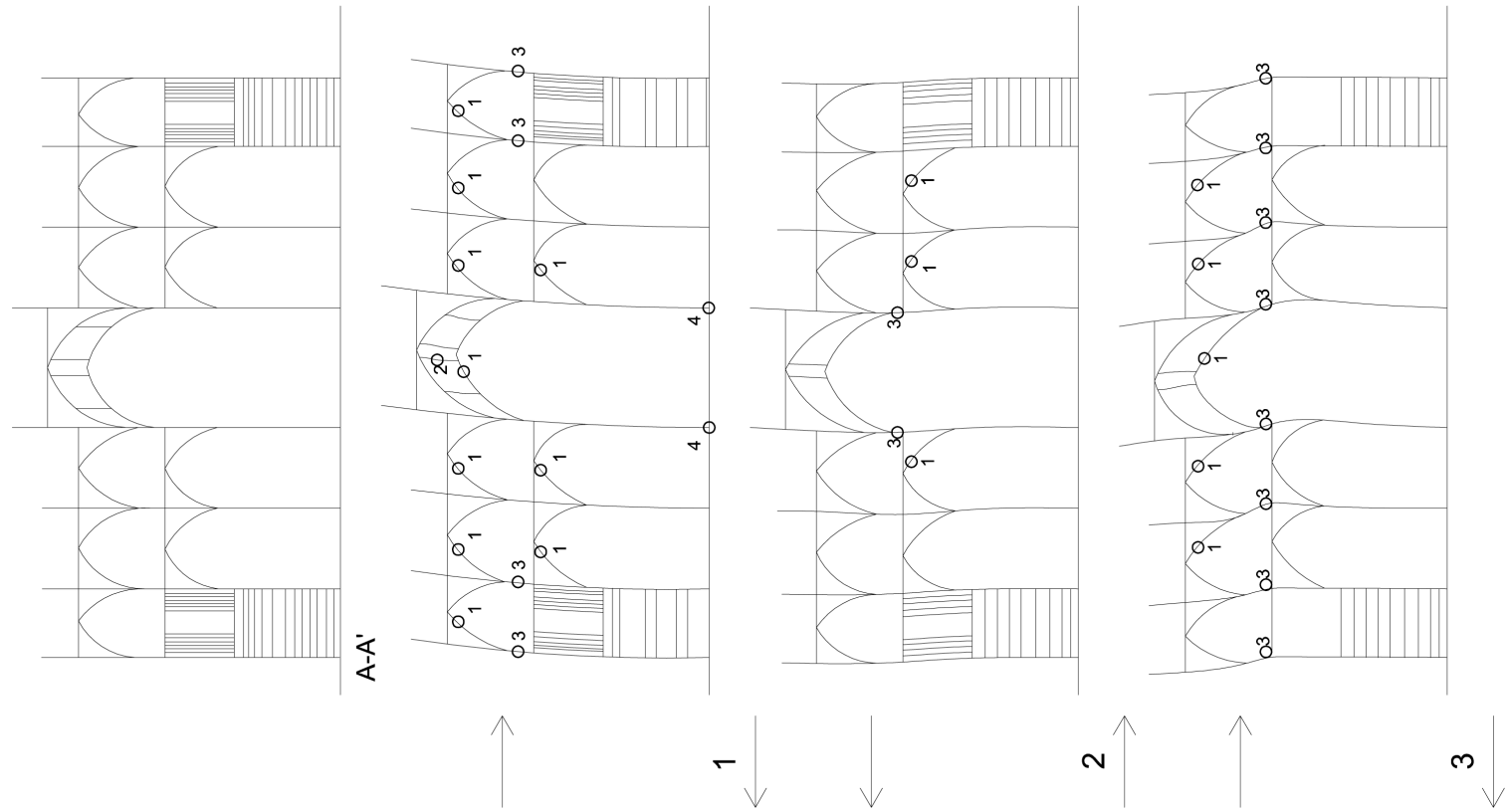
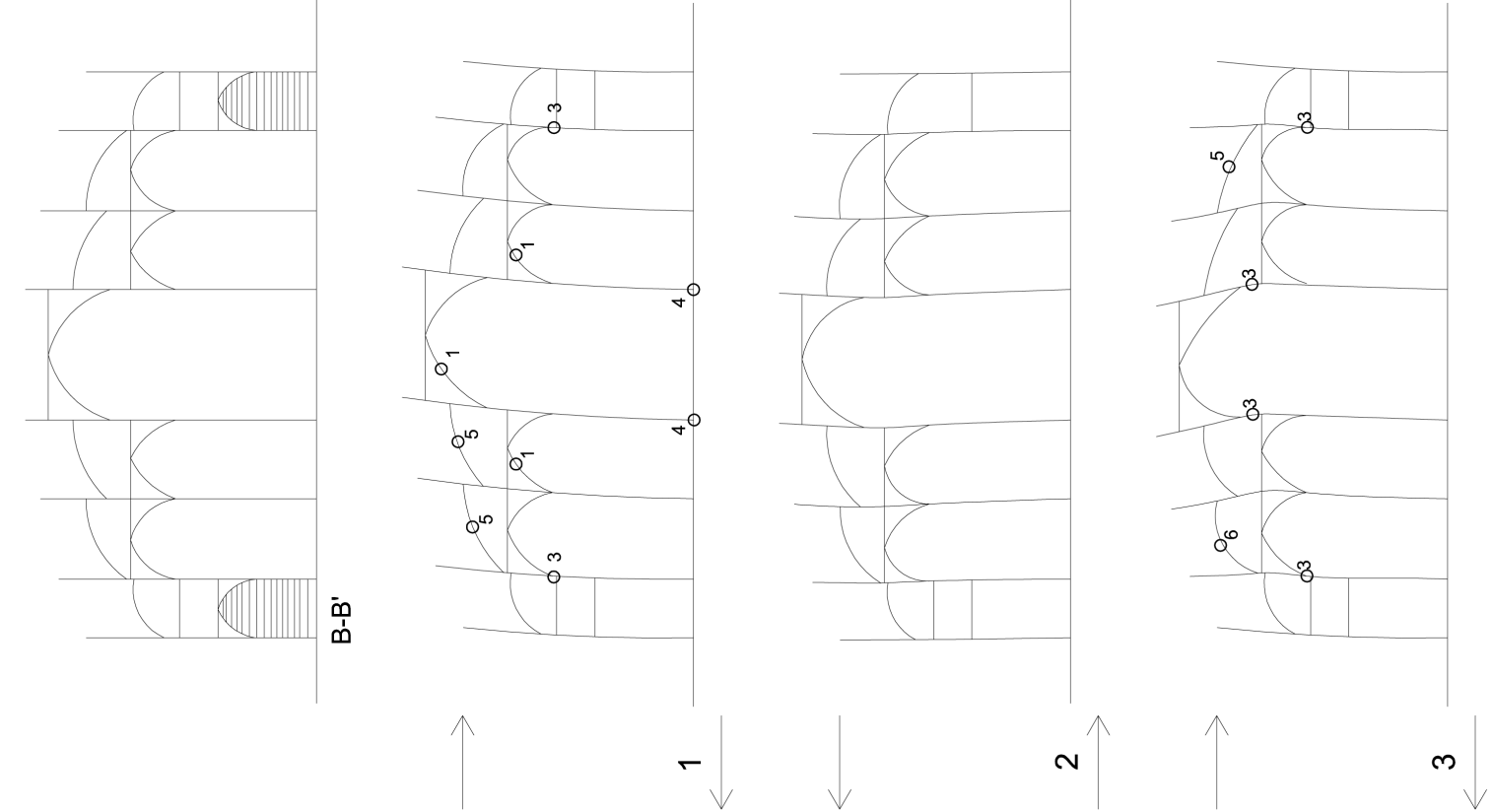


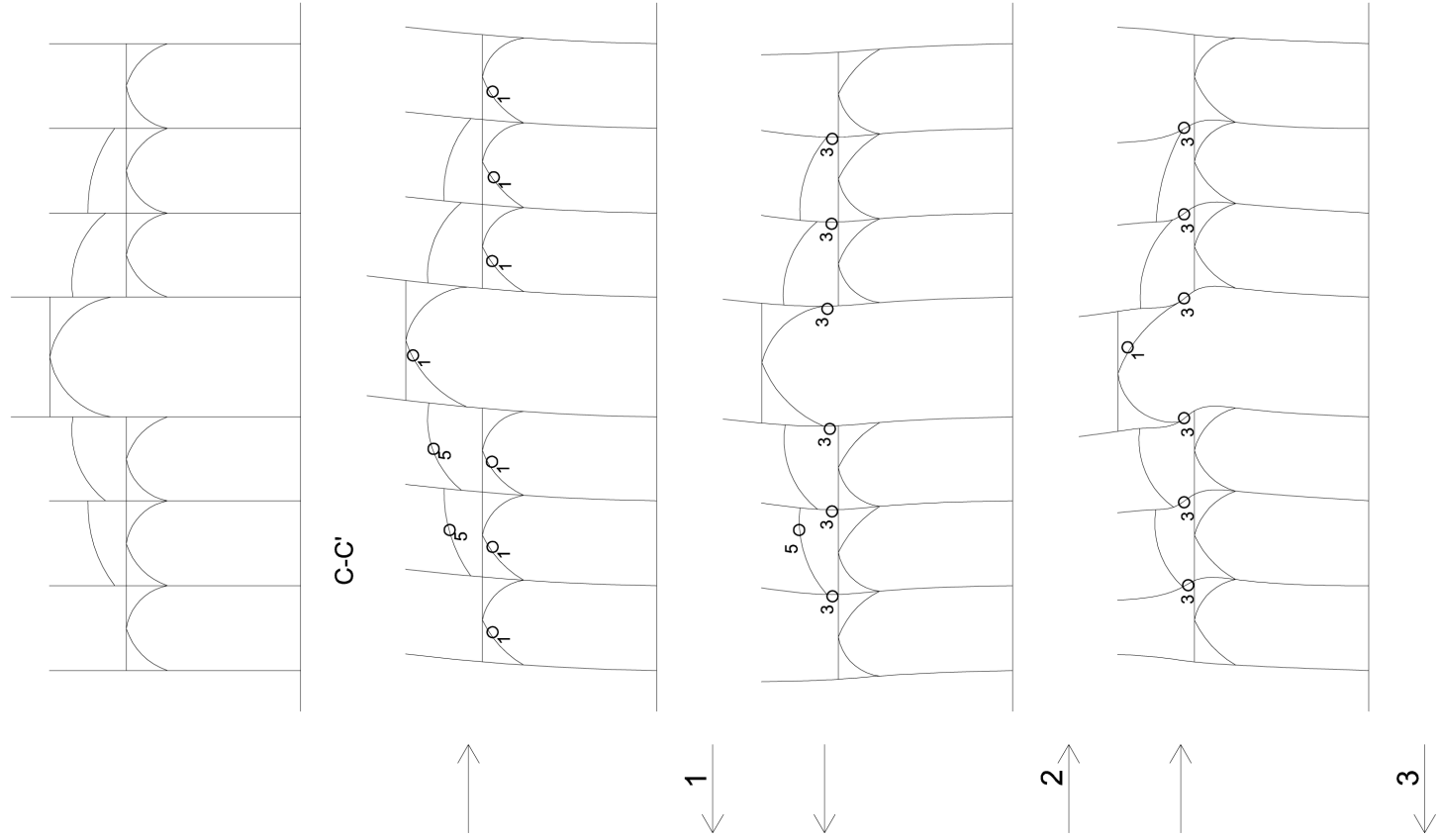
Fig. 49 Secciones de los esquemas



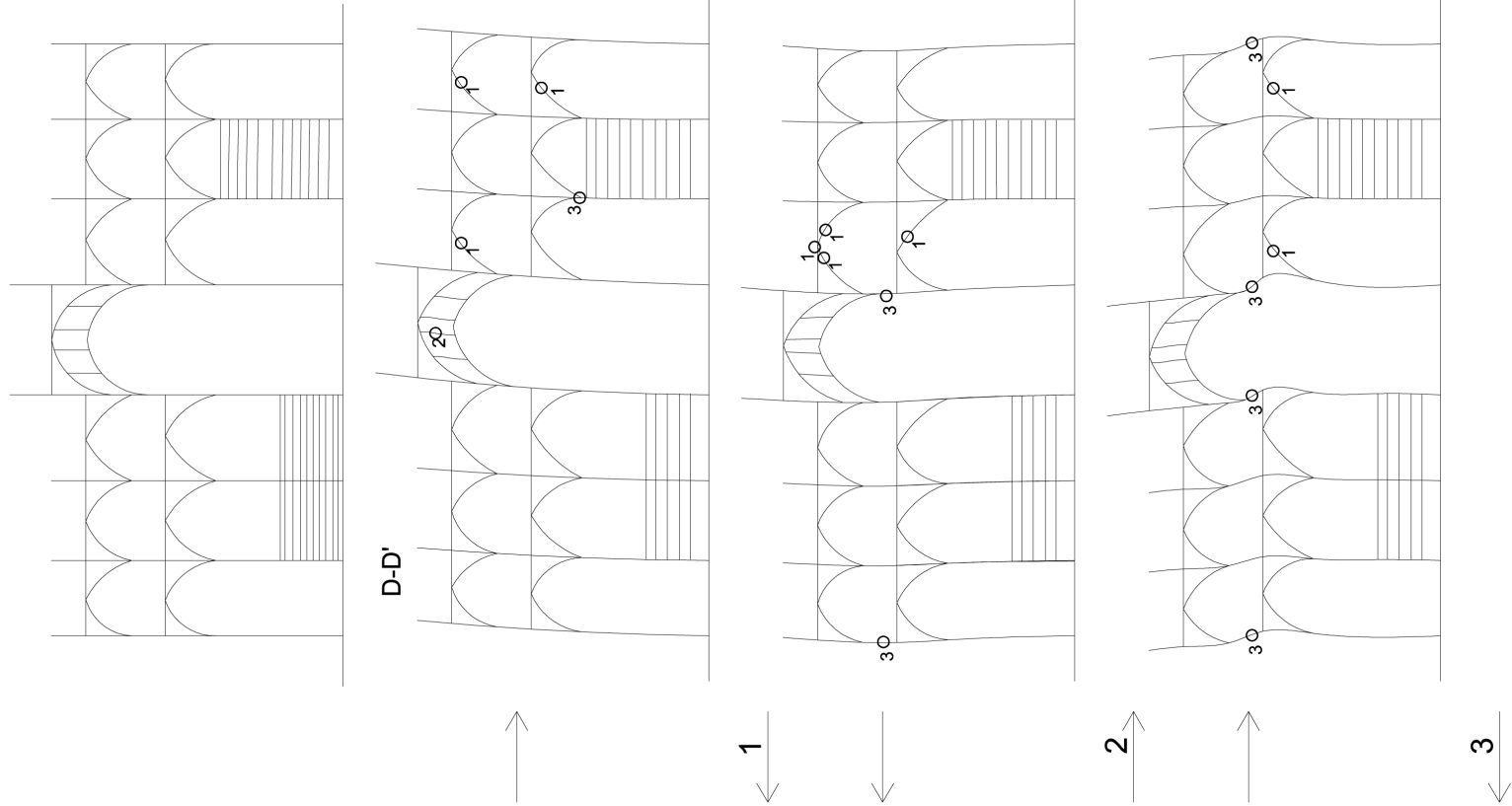
- 1.- Por rotura en bloques de arcos y bóvedas ojivales.
- 2.- Rotura de murete entre el cimborio y bóvedas de la nave crucero por diferente masa y oscilación.
- 3.- Es un pilar corto y tiene altas tensiones por flexión debido a que la parte inferior tiene mucha más inercia y permite menos deformación que la superior.
- 4.- Por máximo momento flector en la base del pilar en máxima deformación.



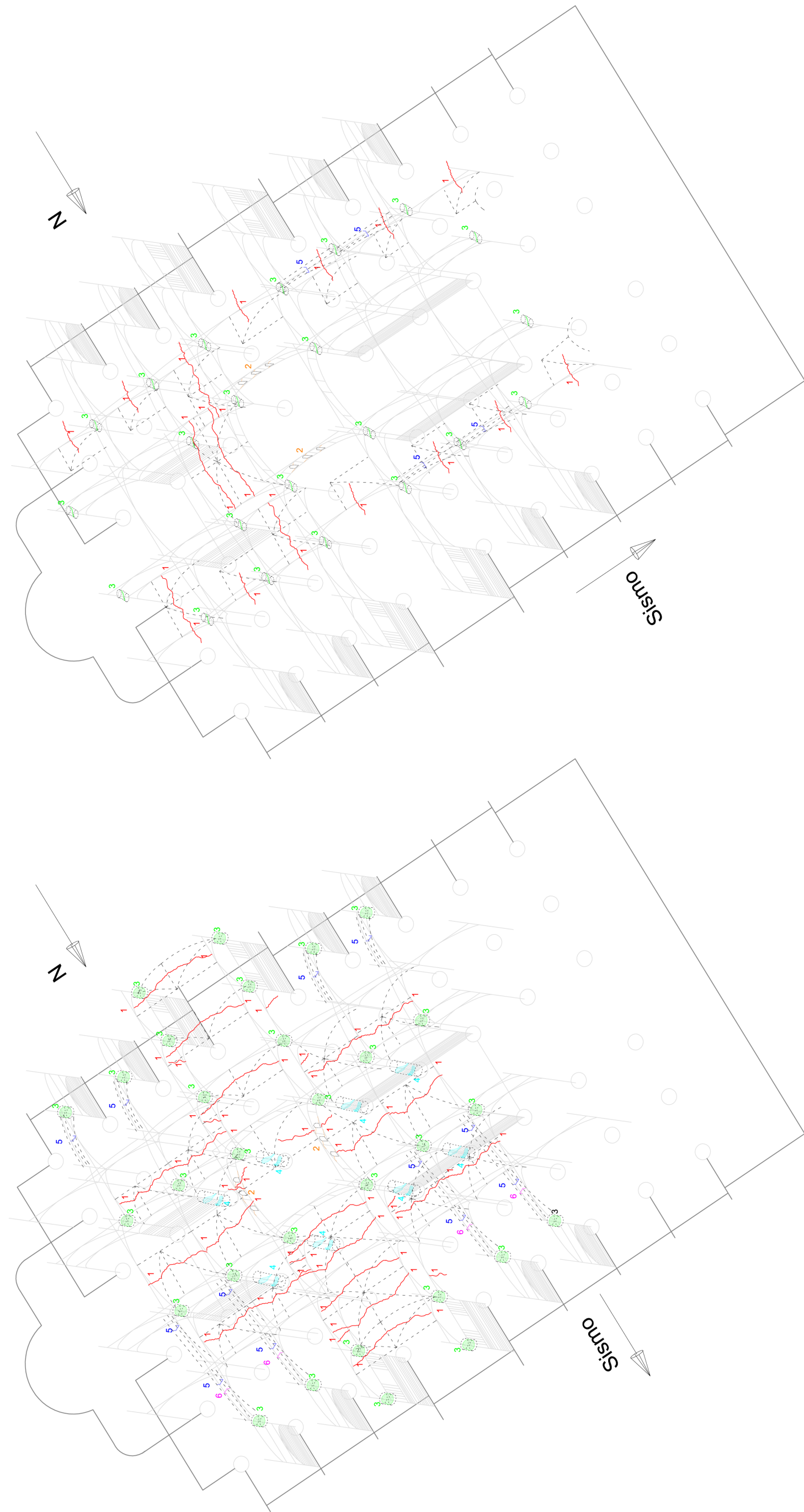
- 1.- Por rotura en bloques de arcos y bóvedas ojivales.
- 3.- Es un pilar corto y tiene altas tensiones por flexión debido a que la parte inferior tiene mucha más inercia y permite menos deformación que la superior.
- 4.- Por máximo momento flector en la base del pilar en máxima deformación.
- 5.- Al alargarse la longitud del arbolante pierde la compresión horizontal necesaria para su estabilidad y rompe por el intradós la unión entre bloques.
- 6.- Al acortarse la longitud del arbolante sufre una sobrecompresión horizontal y rompe por el extradós la unión entre bloques.



- 1.- Por rotura en bloques de arcos y bóvedas ojivales.
- 3.- Es un pilar corto y tiene altas tensiones por flexión debido a que la parte inferior tiene mucha más inercia y permite menos deformación que la superior.
- 5.- Al alargarse la longitud del arbolante pierde la compresión horizontal necesaria para su estabilidad y rompe por el intradós la unión entre bloques.



- 1.- Por rotura en bloques de arcos y bóvedas ojivales.
- 2.- Rotura de murete entre el cimborio y bóvedas de la nave crucero por diferente masa y oscilación.
- 3.- Es un pilar corto y tiene altas tensiones por flexión debido a que la parte inferior tiene mucha más inercia y permite menos deformación que la superior.



- 1.- Por rotura en bloques de arcos y bóvedas ojivales.
- 2.- Rotura de murete entre el cimborrio y bóvedas de la nave crucero por diferente masa y oscilación.
- 3.- Es un pilar corto y tiene altas tensiones por flexión debido a que la parte inferior tiene mucha más inercia y permite menos deformación que la superior.
- 4.- Por máximo momento flector en la base del pilar en máxima deformación.
- 5.- Al alargarse la longitud del arbotante pierde la compresión horizontal necesaria para su estabilidad y rompe por el intradós la unión entre bloques.
- 6.- Al acortarse la longitud del arbotante sufre una sobrecompresión horizontal y rompe por el extradós la unión entre bloques.

Fig. 50 Representación final de las hipótesis de comportamiento sísmico

5.8. Modelado

Toda estructura puede ser modelizada mediante una geometría más o menos compleja y unos materiales con ecuaciones constitutivas complejas. Mediante las herramientas informáticas que disponemos hoy en día podríamos realizar un modelado exacto a la realidad que sólo sería cuestión de tiempo completar. El problema surge de la discretización de este modelo, pues la exactitud que este modelo proporcionaría se vería anulada por la complejidad de los modelos matemáticos además de los errores típicos en la introducción de parámetros.

Para que el modelo utilizado pueda llegar a buen puerto y obtener unos resultados fiables teniendo conocimiento de las prestaciones de nuestros equipos informáticos debemos realizar un modelo que aun siendo fiel a la realidad tenga una geometría simple y fácilmente discretizable. Para elementos que no tienen una función estructural activa o que simplemente aportan peso al conjunto, una buena solución que simplifica el modelado es la introducción de fuerzas equivalentes a su peso colocados sobre los elementos que realmente reciben esas cargas. Este método es utilizado en todos los cálculos de estructuras, desde la sustitución de las particiones o balastradas por cargas lineales en una vivienda unifamiliar hasta la colocación de una carga puntual en lugar de un pináculo en una catedral gótica.

Existen diversos métodos de modelización de estructuras, pero hoy en día el que mejor reproduce el comportamiento real de las estructuras es el de los elementos finitos. También encontramos métodos muy fiables y algo más sencillos como es el de elementos rígidos compuesto por barras interconectadas que en su conjunto forman el elemento real. En mi caso, realizaré un primer modelo utilizando el método de elementos finitos en SAP2000 y seguidamente comprobaré su veracidad con un modelo de elementos rígidos en Tricalc.

Antes de comenzar con el modelado estrictamente de elementos finitos comencé por realizar un modelo simplemente geométrico utilizando tecnología BIM, ayudándome por el programa ArchiCAD 17, para ayudarme a la concepción estructural del edificio. Luego, este modelo me ayudaría al modelado de las bóvedas y sobre todo a la darne cuenta de las dimensiones y en qué partes era más o menos interesante discretizar, sustituir u obviar ciertos detalles (Fig. 51, Fig. 52 y Fig. 53).

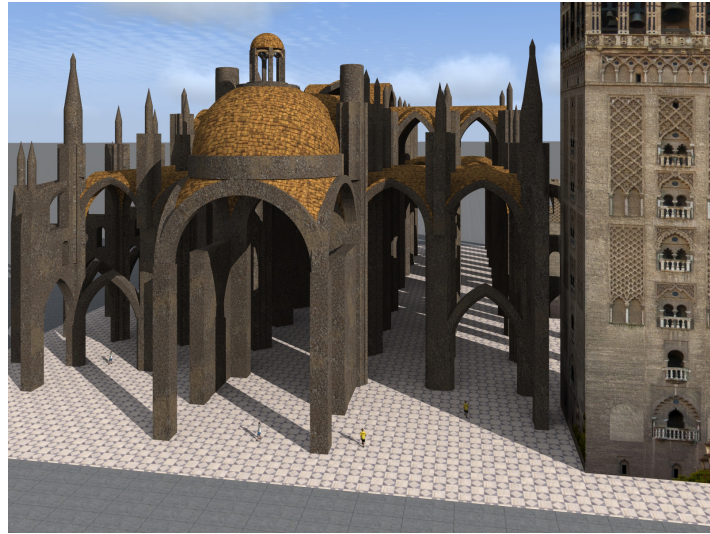


Fig. 52 Modelo BIM 1

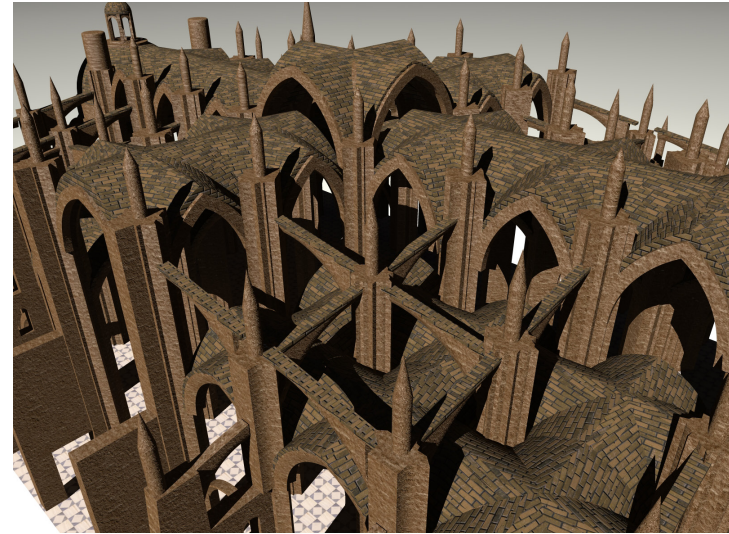


Fig. 51 Modelo BIM 2

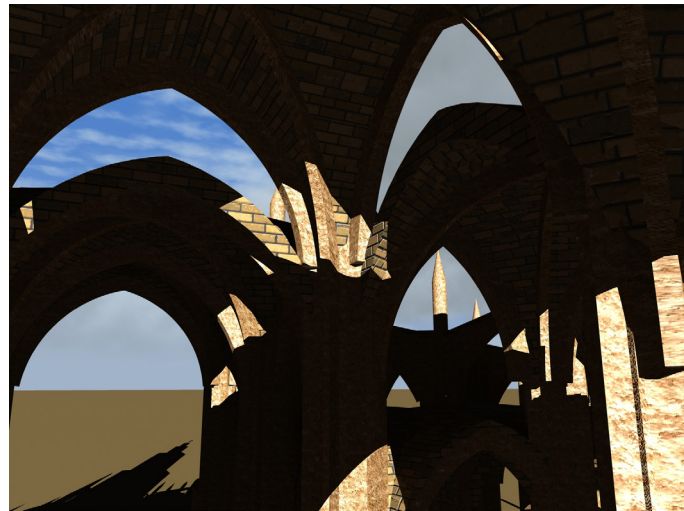


Fig. 53 Modelo BIM 3

Acto seguido de la realización de este modelo virtual comencé a modelar la geometría para la introducción en el programa de elementos finitos.

Este método consiste en la discretización de un macroelemento en el mayor número posible de elementos finitos. A mayor número de elementos finitos más afinado estará el resultado. A su vez los elementos están conectados entre sí por nodos. Un punto crucial para el cálculo es la interconexión de los nodos. Es un error muy común el modelado en el que aparentemente los nodos están conectados pero al aumentar la escala finalmente el programa no interpreta estos nodos como unidos. Existe aquí una falla y por lo tanto dos elementos se-

parados que el programa interpretará como tal, mostrando unas tensiones y desplazamientos incorrectos.

Primeramente pensé en realizar un modelo con elementos tipo shell completamente, por lo que comencé a probar importaciones a Sap2000 desde AutoCAD, utilizando las 3Dface (Fig. 54), pasando por GiD que realiza el mallado o subdivisión de elementos finitos interconectados entre sí respetando la geometría del elemento base (Fig. 55).

Fernández Casanova para su cálculo de estática gráfica, modelizó los plementos como estructuras biapoyadas en las nervaduras. Según la lógica intrínseca a su construcción, la forma más acertada de modelar estos elementos es mediante una estructura superficial continua, o sea, un elemento finito tipo Shell. Tras los intensos debates de finales de s.XIX hasta mediados del s.XX sobre la verdadera aportación de la nervadura en la función estructural, se sabe que la plementería tiene suficiente capacidad portante como para mantenerse por sí misma. Dependiendo de la época y metodología constructiva, los nervios reciben más importancia o menos. Gracias a los bombardeos del s.XX, se han podido encontrar plementos que resistieron mientras que se desplomaron sus nervaduras, u otros casos en los que las nervaduras aguantaron intactas mientras que los plementos cayeron. Lo que sí está claro es que es un sistema de elementos complementarios, en el que ambos trabajan en conjunto. Por lo tanto, se podría decir que se puede modelar solamente la plementería sin nervios, e introducir su peso direc-

tamente a los pilares, o los nervios colocando sobre ellos y los pilares el peso de la plementería. Según la pg349-356 de “*La modernidad del gótico*”, si el material utilizado en la plementería, es el mismo que en los nervios, estos perdían su función. Pero el método que más se acercaría a la realidad es el de una plementería tipo Shell, y bajo este, colocar los nervios como un sólido que aporta rigidez y rebaja las tensiones.

Así fui realizando todos los elementos, buscando la geometría tridimensional exacta de cada tipo de bóveda, cinco en total, hasta que en el momento de la unión de los macroelementos bóvedas de diferente nivel decidí utilizar sólidos que sólo pueden ser creados para Sap2000 dentro de su interfaz para los pilares y nervios (Fig. 56).

Los pilares, como se explica en el punto 3.6, están constituidos por una camisa de piedra e interior de argamasa de mortero de cal y cascotes. Esto trae el dilema de cual sería la mejor forma de modelizar este conjunto. Existen opiniones sobre la mejor manera, algunos dicen que se podría modelizar el interior con sólidos y el exterior de lámina, todo de láminas o todo sólido. En mi caso considero que debemos considerar un conjunto a partir de los dos materiales componentes, ya que nuestro objetivo es el análisis del pilar como elemento arquitectónico total. Por eso utilizo sólidos para todo el conjunto, aplicando unas propiedades de los materiales como se explica en el punto 3.7.3.

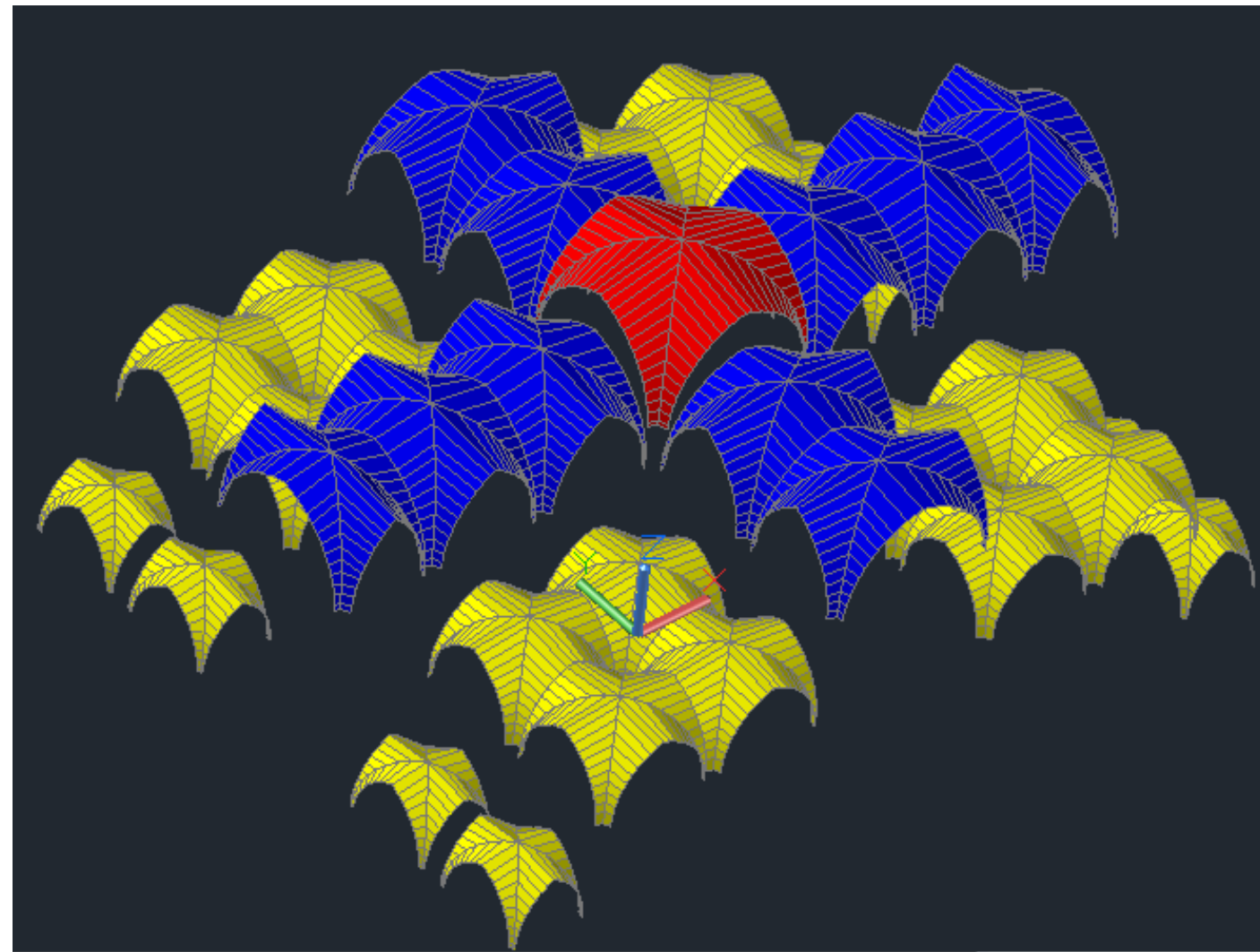


Fig. 54 Bóvedas 3Dface en AutoCAD

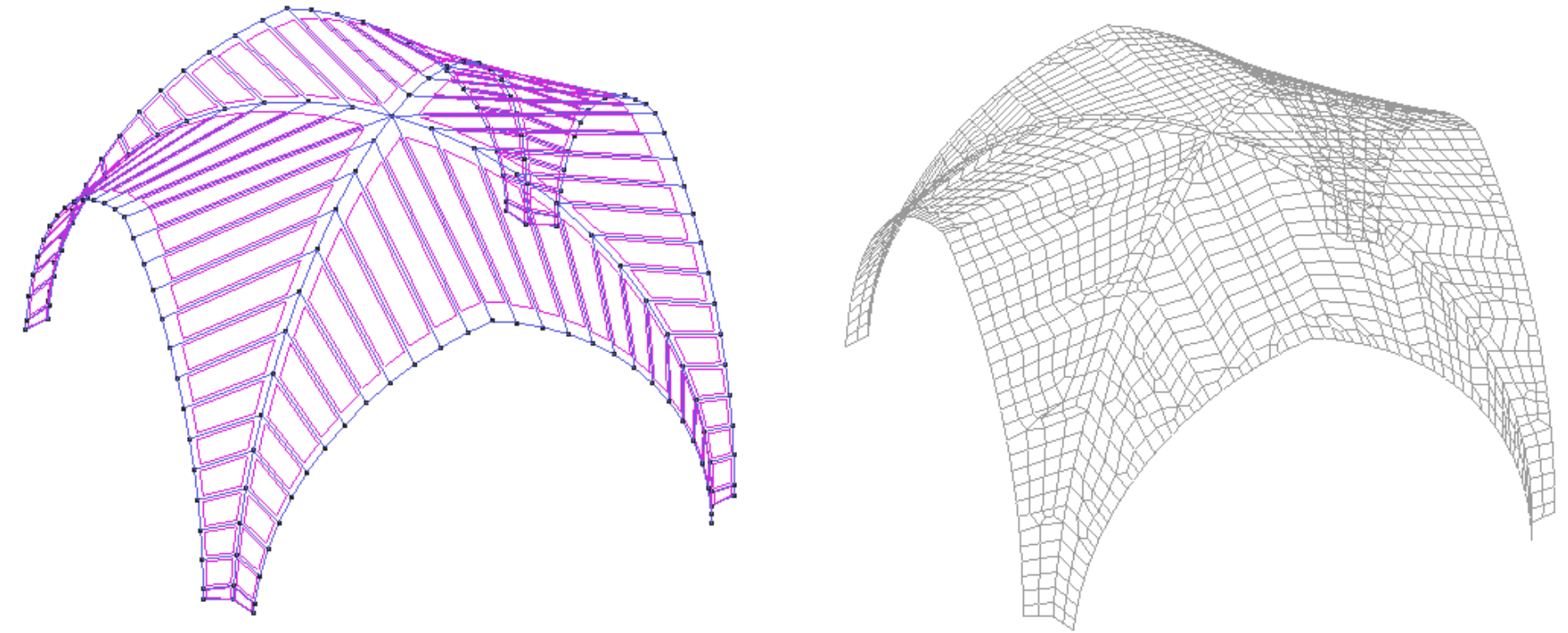


Fig. 55 Cimborrio en GiD y mallado.

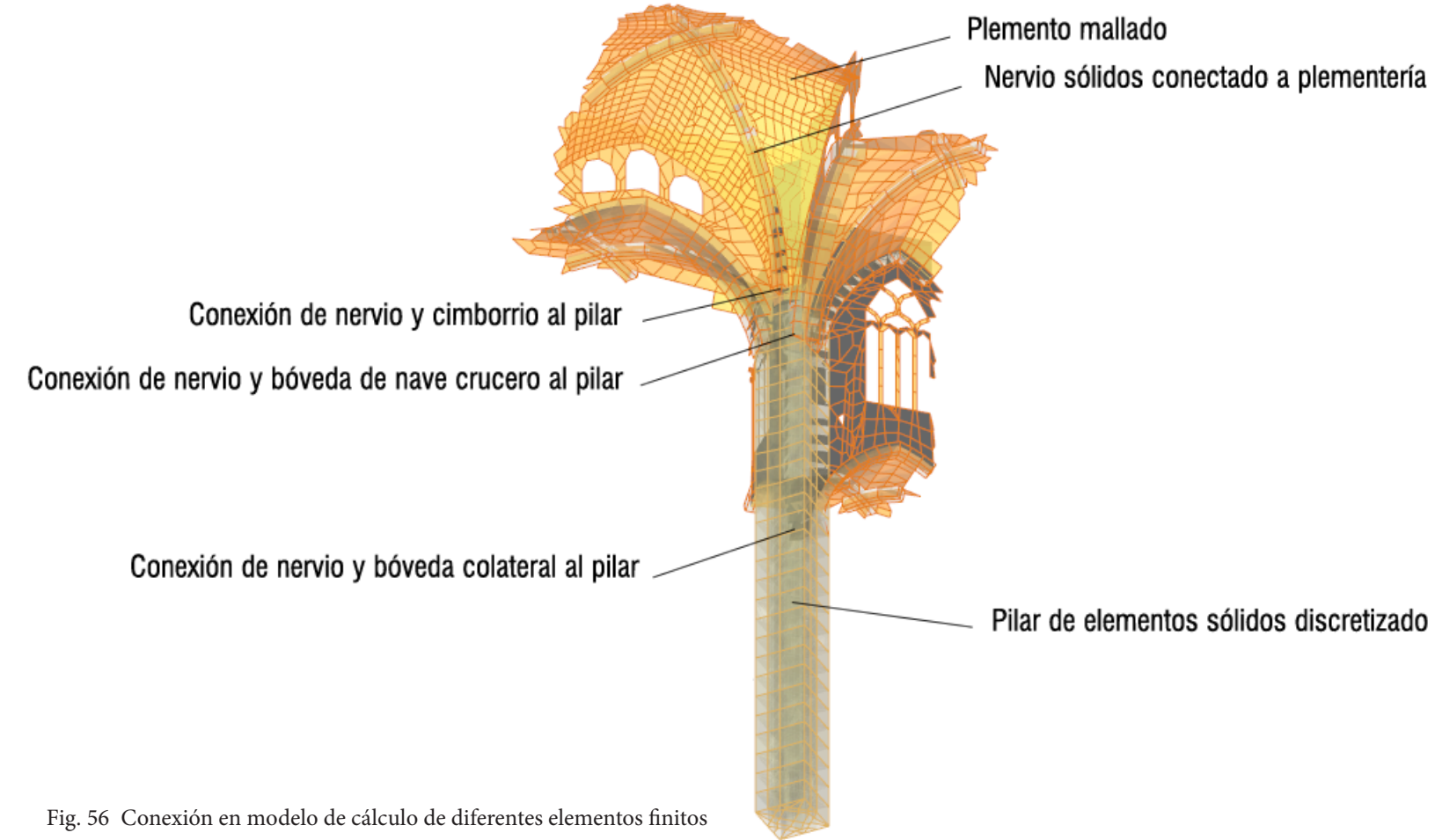


Fig. 56 Conexión en modelo de cálculo de diferentes elementos finitos

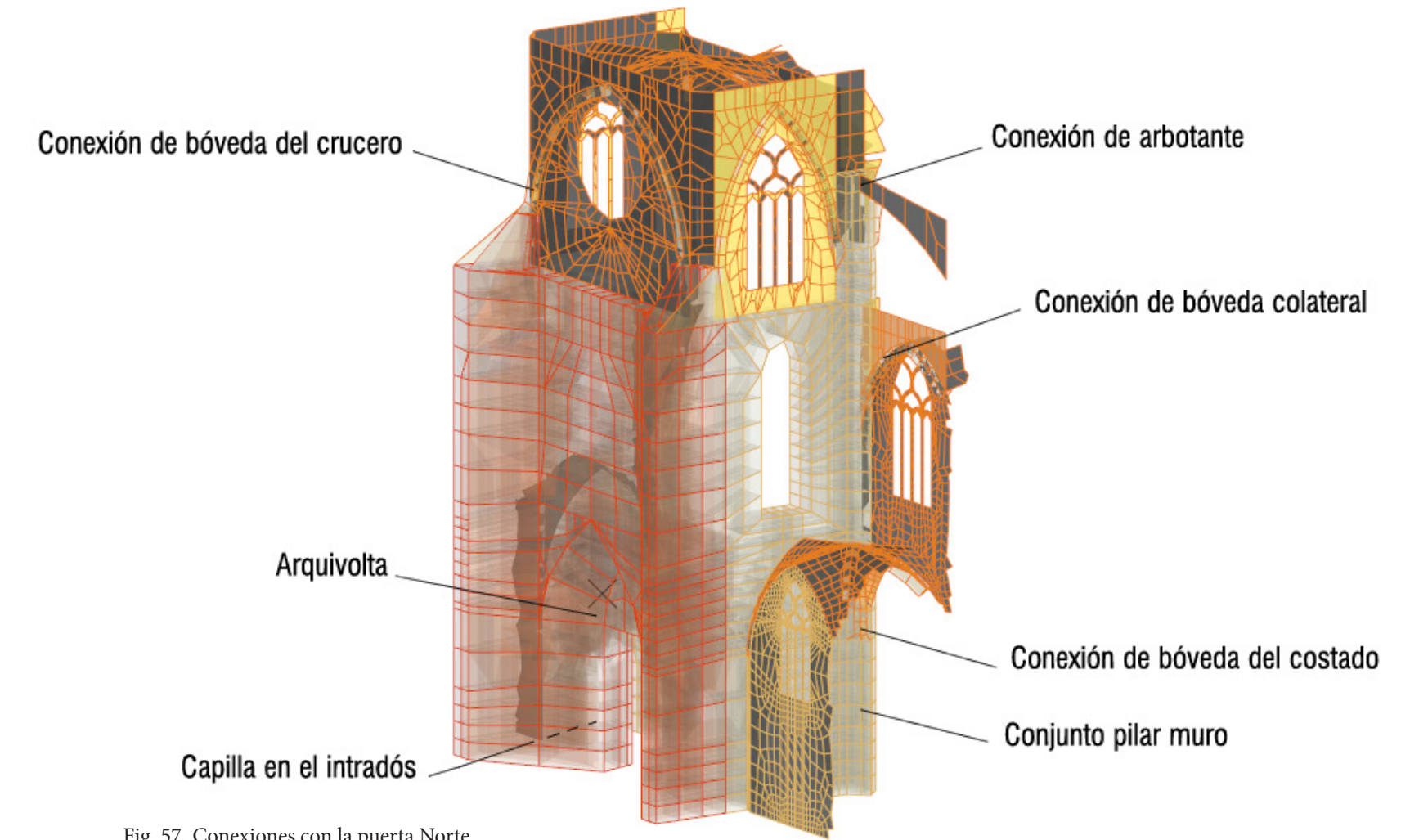
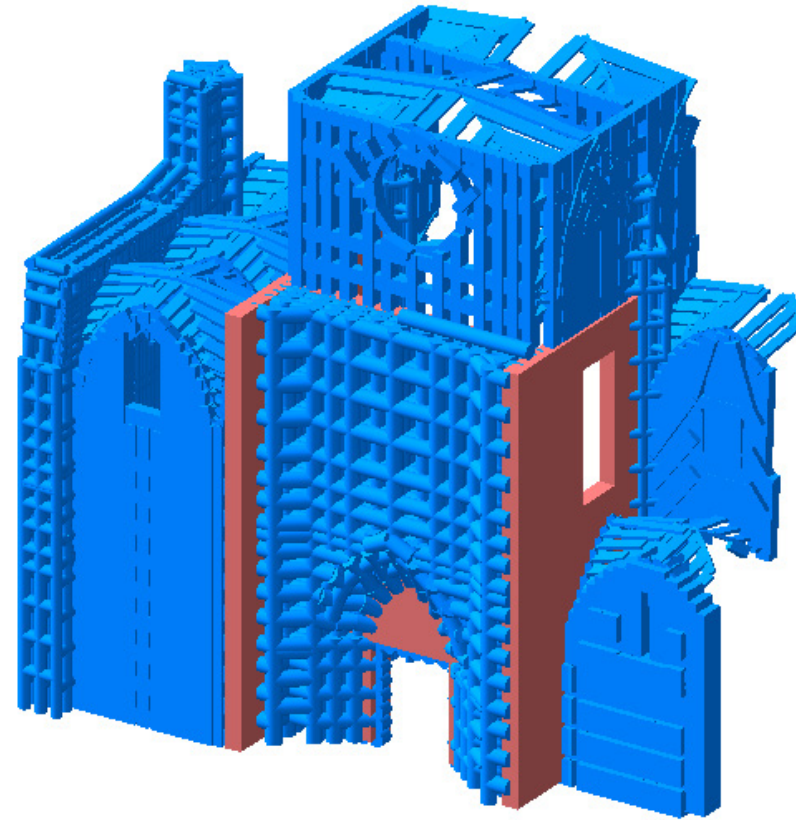


Fig. 57 Conexiones con la puerta Norte

La parte más compleja de modelar y que me ha llevado más tiempo, ha sido sin duda la puerta, debido a que es un punto de unión de muchos elementos con unas dimensiones muy grandes a la hora de discretizarlo y con una geometría especialmente complicada. Contiene la arquivolta de la entrada y en el intradós se localizan dos capillas además de una ventana. A ella van conectadas las bóvedas de las capillas del costado, la bóvedas del crucero y las colaterales con sus respectivos nervios, los arbotantes y los pilares junto con los muros laterales (Fig. 57).

Cierta complejidad implica también el modelo de barras, que no sólo está compuesto por barras realizadas con líneas en AutoCAD, los muros laterales y la puerta están realizados por el elemento muro de elementos finitos de Tricalc. El punto crítico de esta estructura es la conexión de las barras con el muro de elementos finitos, ya que debe tocar sólo por un extremo la superficie del muro para que interactuen, por lo que la precisión es clave.

Una vez realizada la parte geométrica de los diferentes modelos, dentro del programa debemos asignarles unas dimensiones de sección, a excepción del elemento sólido, y unas características físicas del material.



5.9. Interpretación de resultados de elementos finitos

Una vez realizada la modelización matemática de la catedral tanto en su vertiente geométrica y de contorno como en los parámetros de materiales que lo componen se llega al punto del cálculo matricial del conjunto.

Centrándonos en el programa utilizado, SAP2000 posee un único eje global X, Y, Z ó U1, U2, U3 por defecto que rige todo el espacio de modelado. Adicionalmente existe la opción de definir cuantos ejes se quiera. Estos ejes nos sirven para la etapa de modelado y finalmente para la de interpretación de resultados.

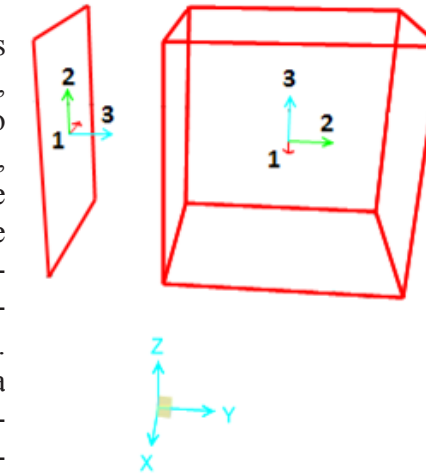


Fig. 58 Ejes locales de elementos finitos y eje global en Sap2000

Cada uno de los elementos discretizados tanto tipo Shell como Sólidos poseen un eje propio denominado local con tres dimensiones. (Fig. 58)

El eje azul, 3 del Shell, siempre será el perpendicular a la superficie, mientras que el 1 y el 2 variarán su sentido dependiendo de la geometría de la pieza y del orden en que la construyamos. Sin embargo en SAP2000 los sólidos tienen ejes locales invariables independientemente de la forma que adopte como vemos en la imagen x. Estos ejes son decisivos a la hora de la interpretación de los resultados.

Dentro de un modelo discretizado, cada elemento se encontrará bajo un estado tensional propio. La manera que tienen los programas de elementos finitos de interpretar este estado es mostrando las tensiones en una dirección definida por el usuario. Así, nos ofrece mostrarnos una tensión S11, S22, S12, S13 y S23. Estas tensiones van referidas a los ejes locales 1, 2 y 3 (Fig. 60).

S11 es la tensión en sentido 1 que actúa sobre el plano perpendicular al eje 1, o sea, la tensión de compresión (-) o tracción (+) en la dirección 1.

S22 es la tensión en sentido 2 que actúa sobre el plano perpendicular al eje 2, o sea, la tensión de compresión (-) o tracción (+) en la dirección 2.

S12, S13, S23 son las tensiones que actúan sobre la cara perpendicular al eje del primer número en la dirección del eje del segundo número, o sea, los cortantes.

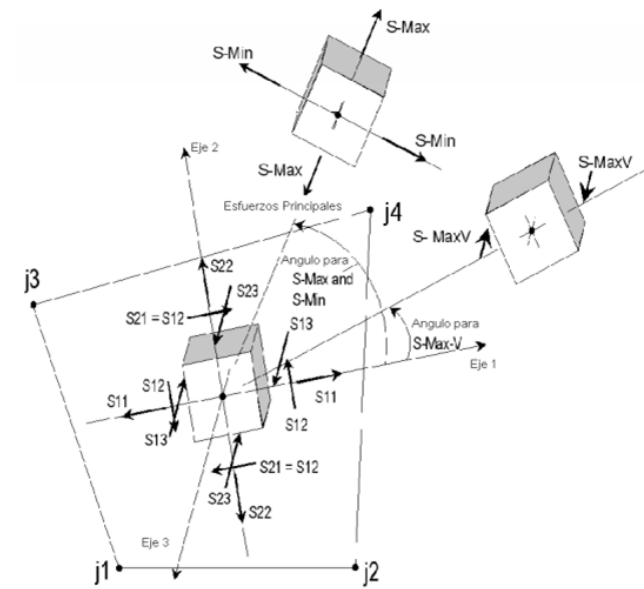


Fig. 60 Tensiones actuantes sobre un elemento finito en Sap2000

Ahora bien, puede que en los ejes locales que tenemos no se encuentren los esfuerzos máximos o mínimos actuantes sobre la pieza. Dependiendo del elemento a estudiar y de las tensiones que busquemos definiremos un eje u otro. Por ejemplo, un elemento sometido a compresión horizontal como se ve en la Fig. 59 tendrá las máximas compresiones longitudinalmente, así si definimos la tensión 'S' en su dirección longitudinal obtendremos unas tensiones de compresión considerables. Las direcciones vienen definidas por la intersección de un plano perpendicular a la superficie a analizar, por lo que se podrían

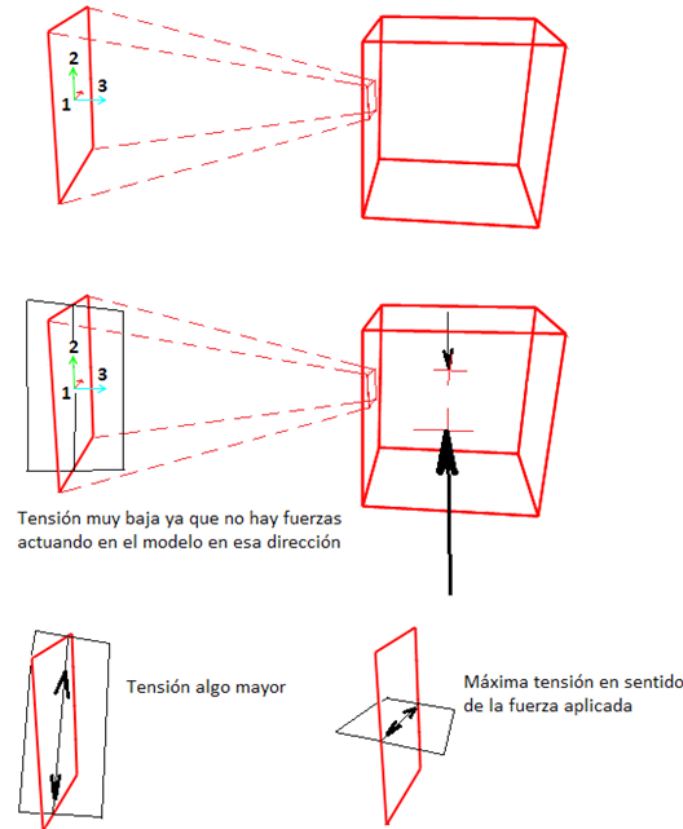


Fig. 59 Direcciones de observación del estado tensional de un elemento finito

realizar infinitos cortes rotando el plano sobre el eje 3 de la superficie. Siempre existirá una dirección en la que los esfuerzos cortantes sean cero, será ahí donde se encuentren las tensiones longitudinales máximas de compresión y tracción. Para saber la dirección en el elemento de las tensiones máximas y mínimas SAP2000 nos ofrece la SMax y SMin, con la opción de señalar la dirección donde estas tensiones se localizan dentro del elemento finito, teniendo en cuenta que estas direcciones siempre serán perpendiculares.

La misma filosofía se aplica a los elementos finitos del tipo sólido.

Esta sucesión de sentidos según la inclinación del plano que corta al elemento es la base de la formación del círculo de Mohr (Fig. 61), que indica con una simple gráfica las tensiones longitudinales y cortantes que actúan sobre un elemento en todas sus direcciones. Así en la última sección realizada no existiría tensión cortante si no sólo longitudinal. Esta dirección viene definida en el círculo de Mohr por el eje de abscisas. Si el círculo de Mohr se encuentra completamente a la derecha del eje de ordenadas el elemento sólo tendrá tensión positiva y viceversa. Como indica la imagen x, el plano arbitrario formado por las tensiones XY es el sentido en el que miramos las tensiones.

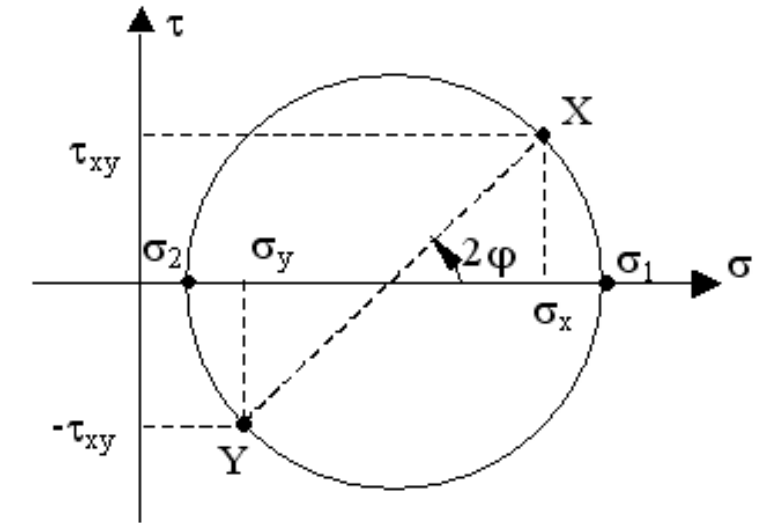


Fig. 61 Círculo de Mohr

5.10. Validación del modelo

Como ya hemos explicado anteriormente un modelo informático y más aún aplicado a una fábrica gótica nunca será una copia exacta de la realidad. Sin embargo disponemos de algunas herramientas lógicas más o menos simples que nos permiten comprobar que nuestro modelo no se diferencie tanto de la realidad para evitar obtener resultados erróneos.

La primera comprobación consiste en una comparación de las tensiones en la base de los pilares comparándolas con las que aportan un sencillo cálculo de densidad, volumen, peso propio y sobrecarga de uso.

Así, tomando el peso específico de los pilares y bóvedas junto con los pesos de las alcatifas, el volumen del conjunto y las sobrecargas de uso que actúan sobre cada pilar obtenemos las siguientes tensiones (Fig. 62).

Observamos que la tensión calculada manualmente se encuentra entre los 1290 y 1810 que encontramos en el modelo de elementos finitos. Si bien 1701kN/m² se aleja de la media aritmética de las tensiones obtenidas, no podemos olvidar que estas tensiones vienen de un modelo completo donde las tensiones se han repartido y contrarrestado por toda la estructura, además de que en la base existe una tensión distribuida a causa de una carga resultante excéntrica. Lejos queda sin embargo

del modelo de barras, pero también se puede aplicar la lógica anterior, además de que al ser un modelo de barras, el volumen ocupado por el perfil nunca será compacto y habrá huecos entre las barras que restan peso al conjunto.

Teniendo en cuenta todas estas premisas que rodean a cada modelo, se puede afirmar que la comprobación resulta satisfactoria.

La segunda comprobación consiste en la comparación de los resultados de deformación obtenidos en el modelo de barras y el de elementos finitos (Fig. 63).

Ambas deformadas siguen el mismo sentido, flexionándose en los mismos puntos de una manera lógica. Fijándonos en las magnitudes de los desplazamientos en el caso del modelo de barras por el código de colores, apreciamos una diferencia con el de elementos finitos de menos de un centímetro.

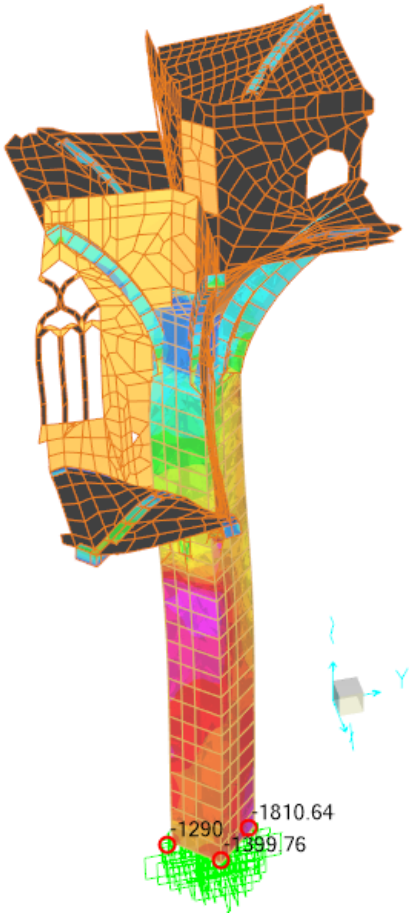
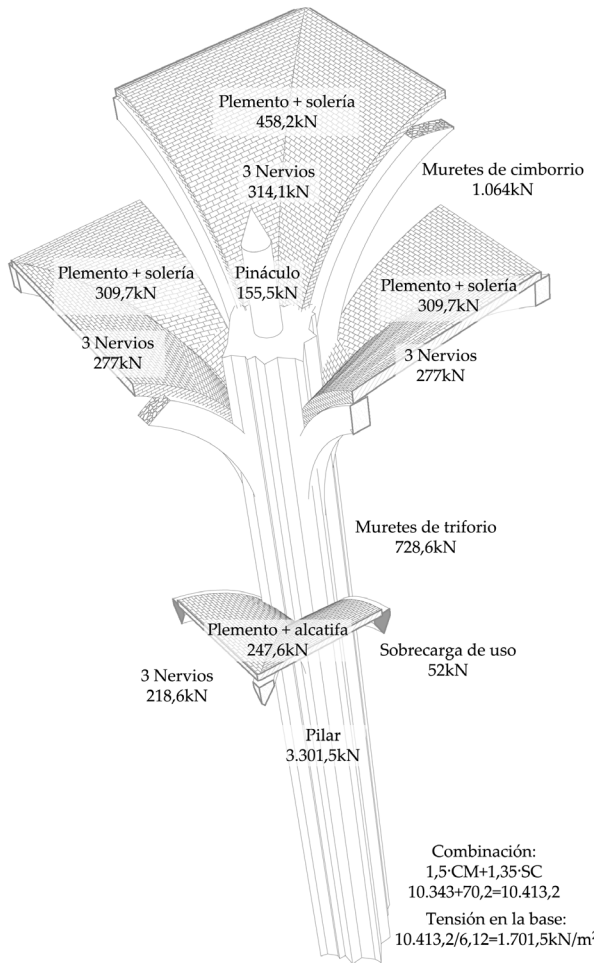
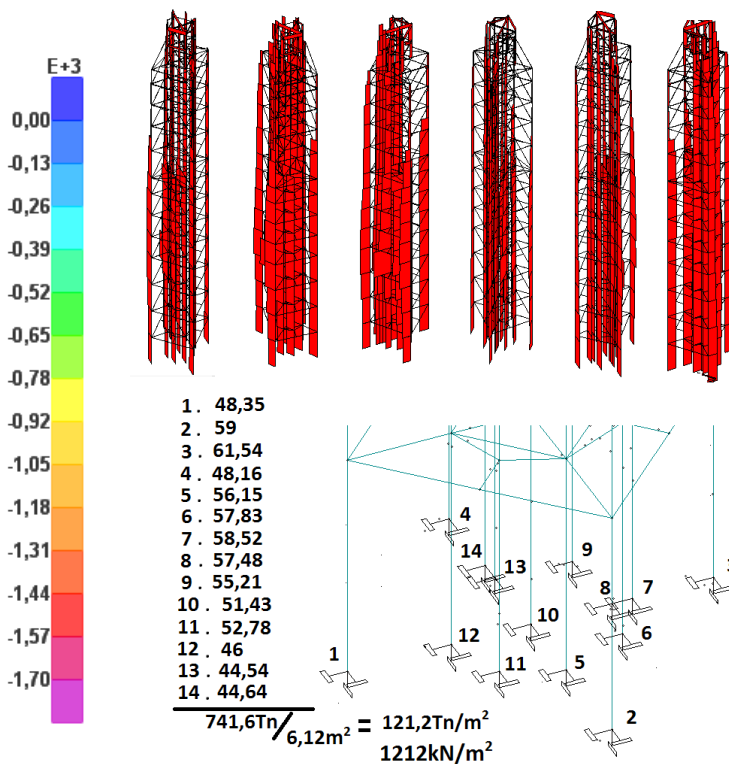


Fig. 62 Comparación de tensión en la base del pilar 4F.



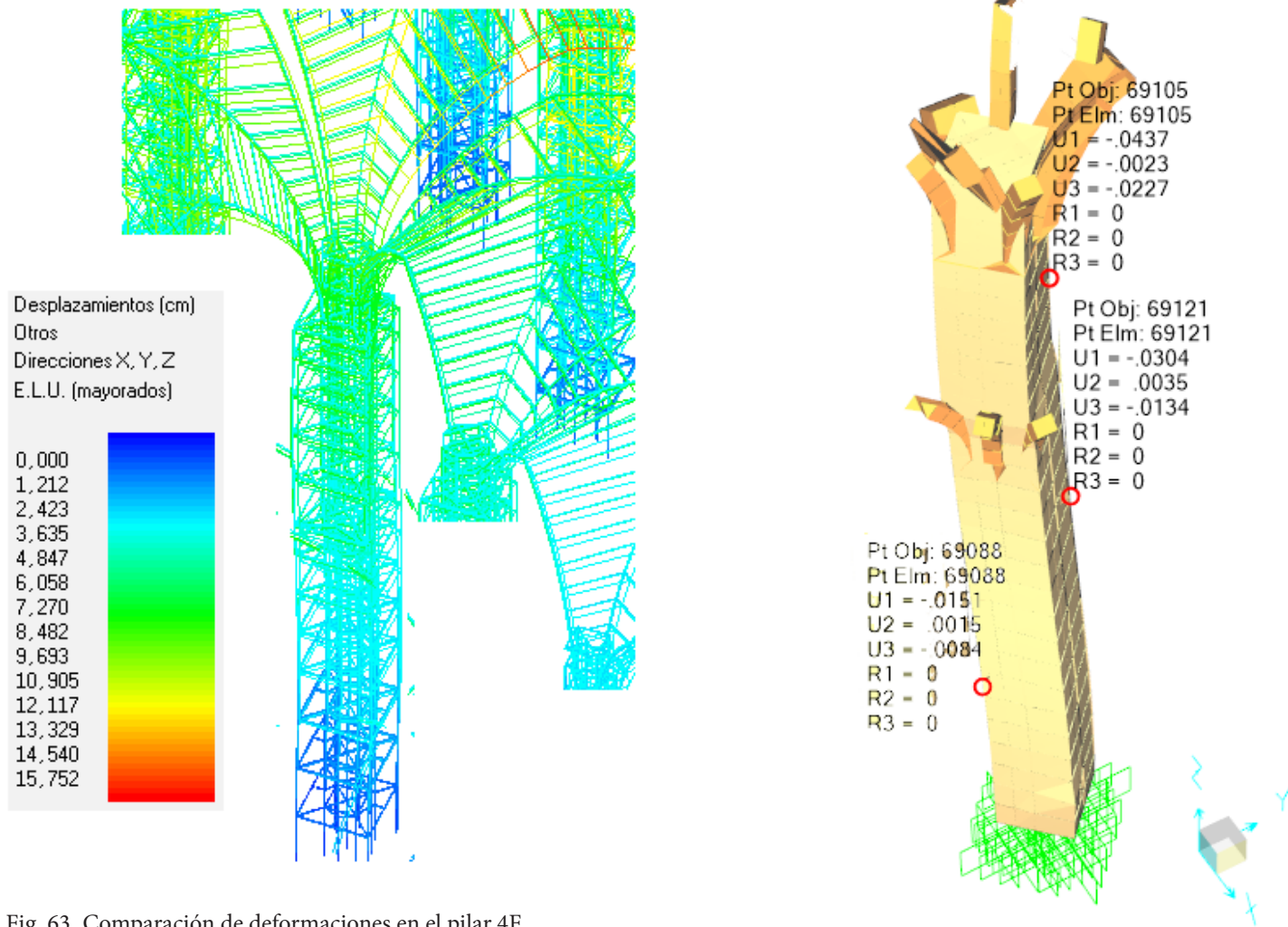


Fig. 63 Comparación de deformaciones en el pilar 4F

Además se ha comparado la sección N-S en conjunto con el modelo plano de elementos finitos de Juan Bautista Pérez Valcárcel, que aun teniendo algunas diferencias en el modelado como por ejemplo los muros bajo los arcos de las capillas de los costados, se puede apreciar una deformada lógica y correcta (Fig. 64).

Por último se comprueban los periodos y las frecuencias de los modos de vibración en ambos modelos (Fig. 65).

Sap2000

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
Modal	Mode	1	0,879755	1,1367	7,142	51,008
Modal	Mode	2	0,768337	1,3015	8,1776	66,874
Modal	Mode	3	0,767754	1,3025	8,1839	66,976
Modal	Mode	4	0,766158	1,3052	8,2009	67,255

Tricalc

MODO	W(rad/s)	T(s)	f(Hz)	a(m/s2)	M.Ef(%)	Sum.M(%)
1 X	5,368	1,171	0,854	1,139	55,804	55,804
Y				0,797	0,000	0,000
Z				1,139	0,002	0,002
2 X	6,034	1,041	0,960	1,281	0,104	55,908
Y				0,897	0,000	0,000
Z				1,281	0,026	0,028
3 X	6,188	1,015	0,985	1,312	1,396	57,304
Y				0,919	0,007	0,007
Z				1,312	0,045	0,073
4 X	6,558	0,958	1,044	1,393	1,297	58,601
Y				0,975	0,000	0,008
Z				1,393	0,135	0,208

Fig. 65 Frecuencias y periodos de los modelos

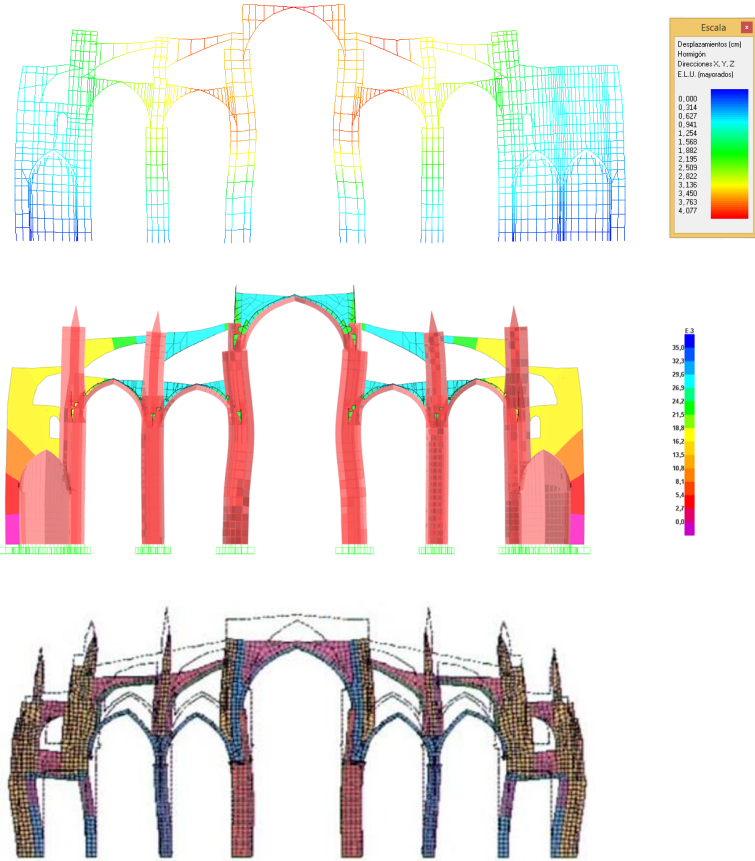


Fig. 64 Comparación de deformaciones en sección N-S

Existe una diferencia importante entre periodos de ambos modelos. En elementos finitos el modelo se aproxima a una masa continua, en Tricalc las barras son más independientes y aunque esté simulada la continuidad mediante una interconexión periódica de los elementos, no hay una triangulación entre los nudos que simule la continuidad en todo el elemento. La cuestión es que ambos modelos sirven porque la realidad está a medio camino de los dos, siendo más próxima en este caso de frecuencias y periodos al modelo de elementos finitos. Por tanto, de ambos se pueden extraer conclusiones muy valiosas.

Tras el resultado de la comprobación de los diferentes modelos, ambos modelos se tendrán en cuenta para los análisis posteriores, sabiendo las ventajas y defectos de cada uno.

5.11. Cálculo informático de la estructura sometida a acciones dinámicas de sismo

Existe una gran variedad de programas informáticos capaces de realizar un cálculo dinámico de sismo. Primeramente pensé en utilizar ANSYS, pero poniendo la vista en un futuro profesional y la aplicación de programas al campo de la edificación finalmente consideré realizar el modelo simple de

barras y muros de elementos finitos con Tricalc 7.4 y el elemento más complejo completamente de elementos finitos con Sap2000 v16.

Esta simulación dinámica a través de un programa informático sigue el método modal espectral que viene definido por un espectro de respuesta relacionando aceleraciones con periodos. Este periodo de respuesta introducirá al modelo matemático la aceleración que en su momento la estructura sufrirá debido a un terremoto.

SAP2000 realiza automáticamente los modos de vibración especificados para la frecuencia natural del modelo. Estos modos de vibración simulan varios movimientos sísmicos de diferente naturaleza.

Seguidamente se combinan los modos de vibración llegando a un movimiento en conjunto que simula el comportamiento real de la estructura y se acelera con el espectro de respuesta. Por lo tanto finalmente tendremos una estructura que simula de la manera más fidedigna posible el movimiento de la estructura con una aceleración supuesta del futuro sismo.

5.12. Tensiones para un análisis estático

A modo de estudio y descarte analizaré el uso de la tensión de Von Mises, aunque como veremos, no sería útil su aplicación en un modelo de piedra.

Un indicador de la concentración de esfuerzos en un punto es la tensión Von Mises. Es proporcional a la energía de deformación, que indica la energía interna acumulada ante una deformación de un sólido, por lo tanto nos indicará los puntos más críticos o que más energía acumulan y que serían más propensos a romper. Esta tensión recoge todas las tensiones multidireccionales que actúan sobre un punto y las concentra en una tensión equivalente positiva. La teoría expone que un material dúctil comienza a ceder en una ubicación cuando la tensión de von Mises es igual al límite de tensión. En la mayoría de los casos, el límite elástico se utiliza como el límite de tensión, aunque en este caso no se pretende dar una tensión límite, si no encauzar la investigación centrándonos en unos puntos u otros.

Si nos centramos en un punto y analizamos cada una de sus tensiones principales, en las tres dimensiones del espacio, tomando la tensión longitudinal en X, Y y Z como SX, SY y SZ, y las de cortante como Sxy, Sxz y S yz, la tensión de Von Mises se expresaría de la siguiente manera:

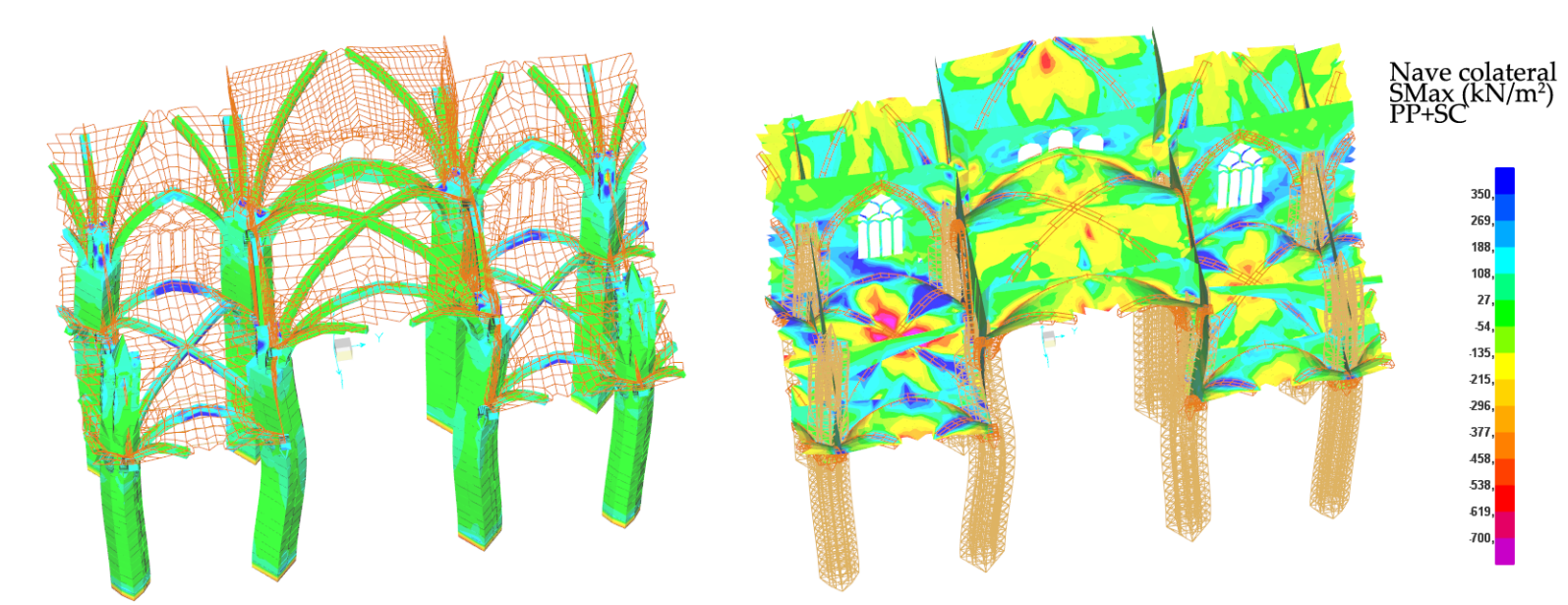
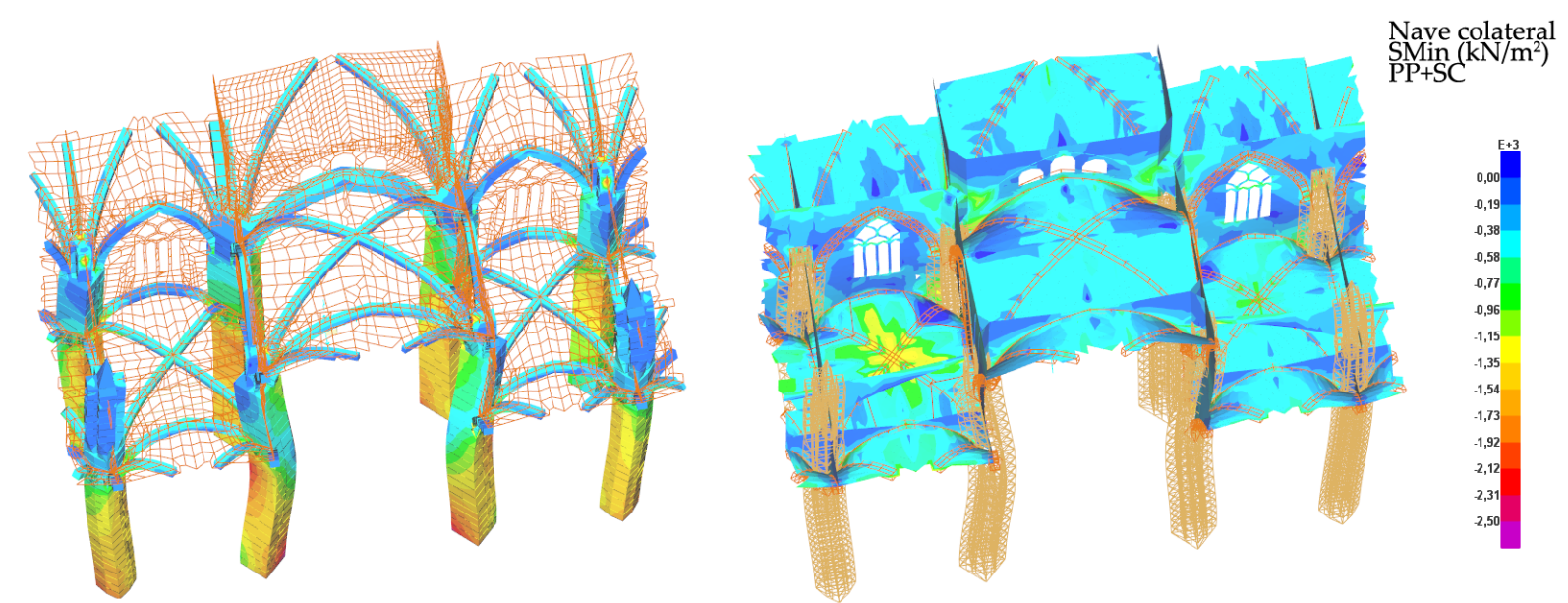
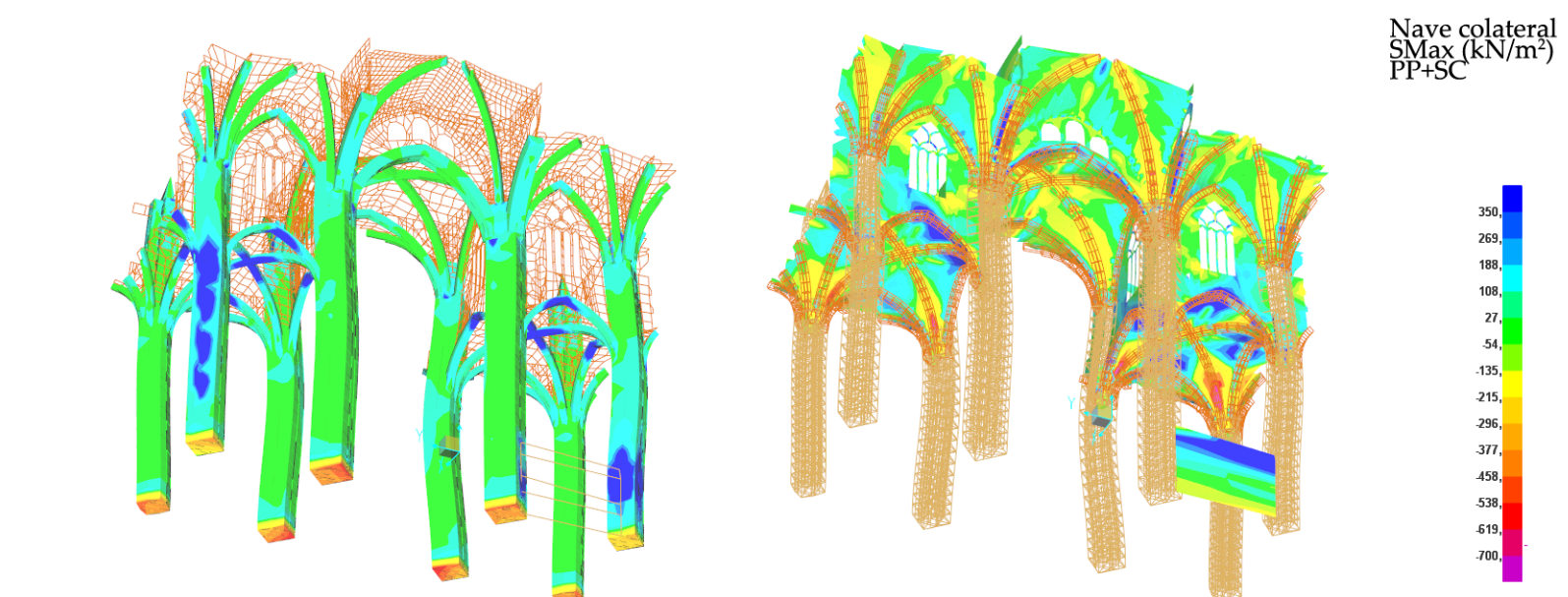
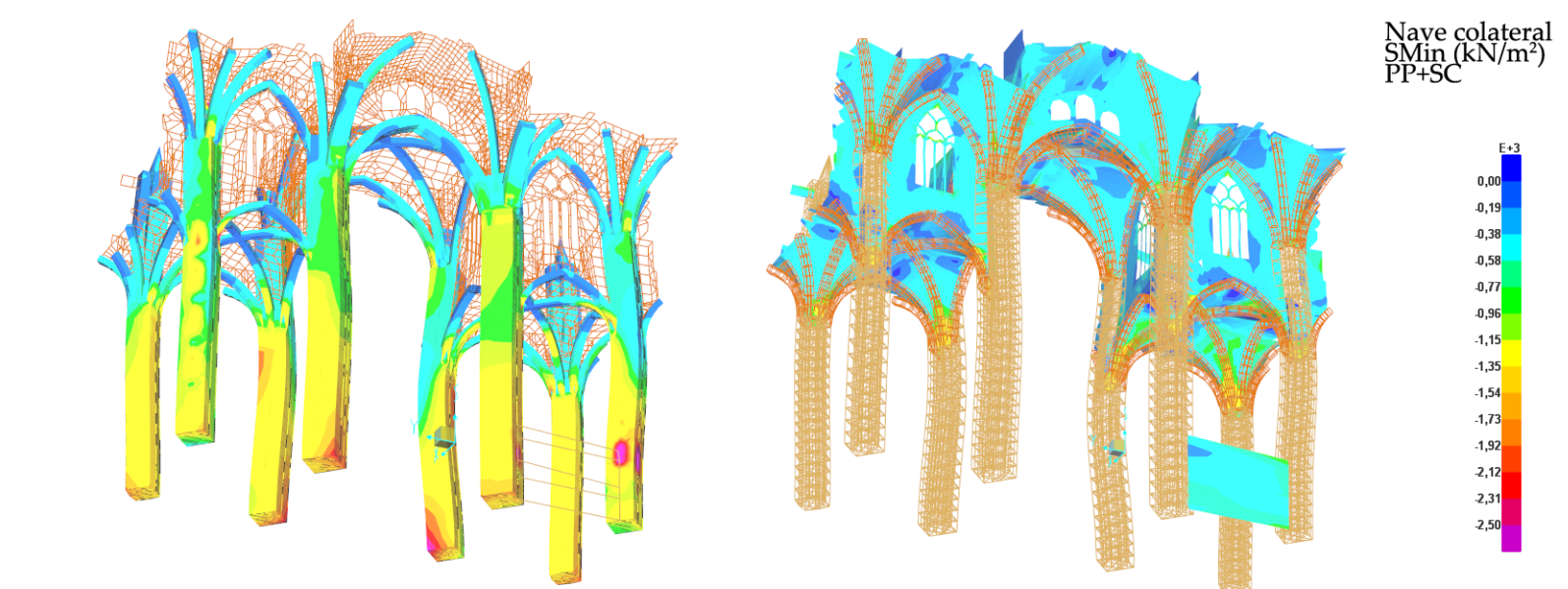
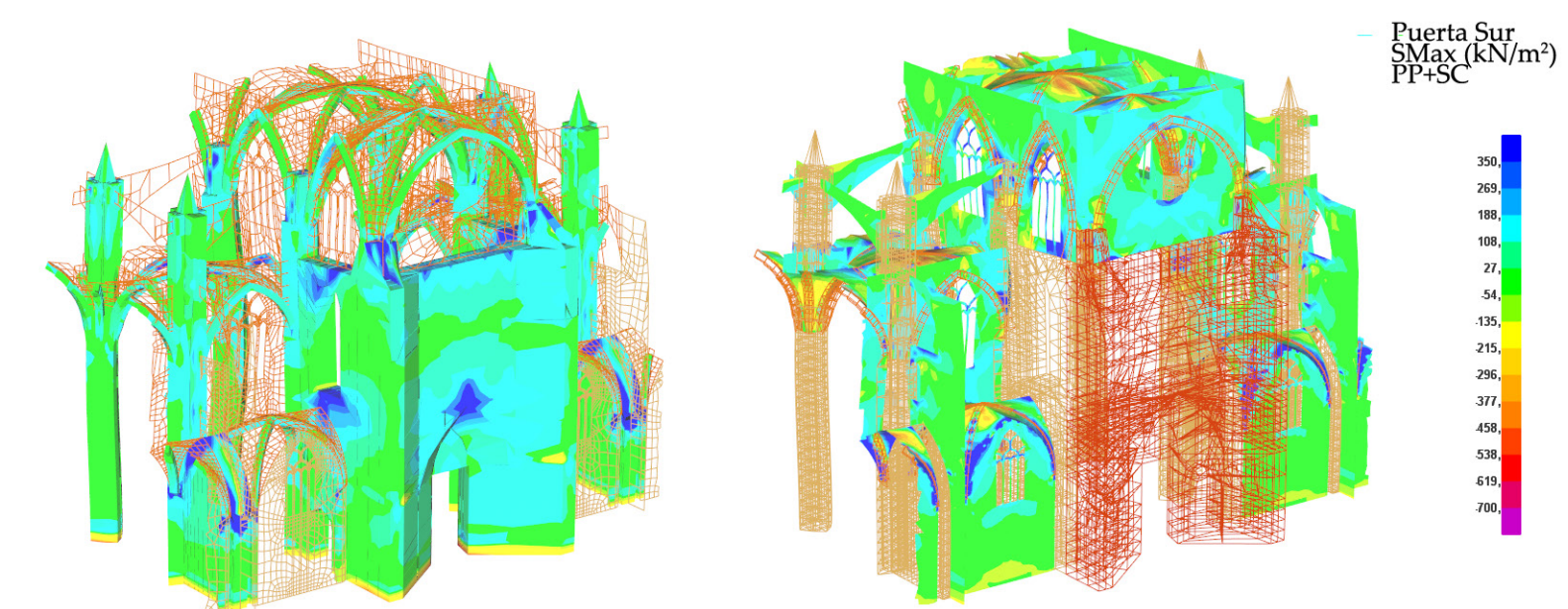
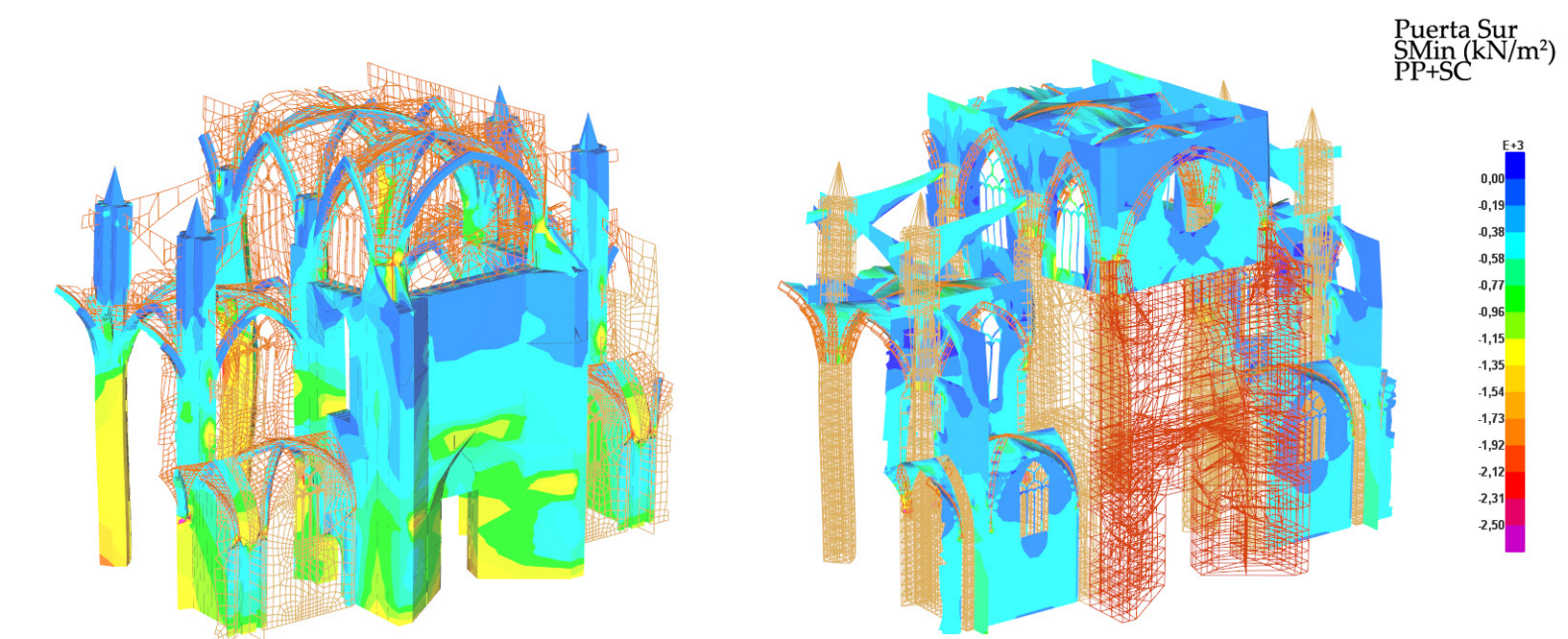
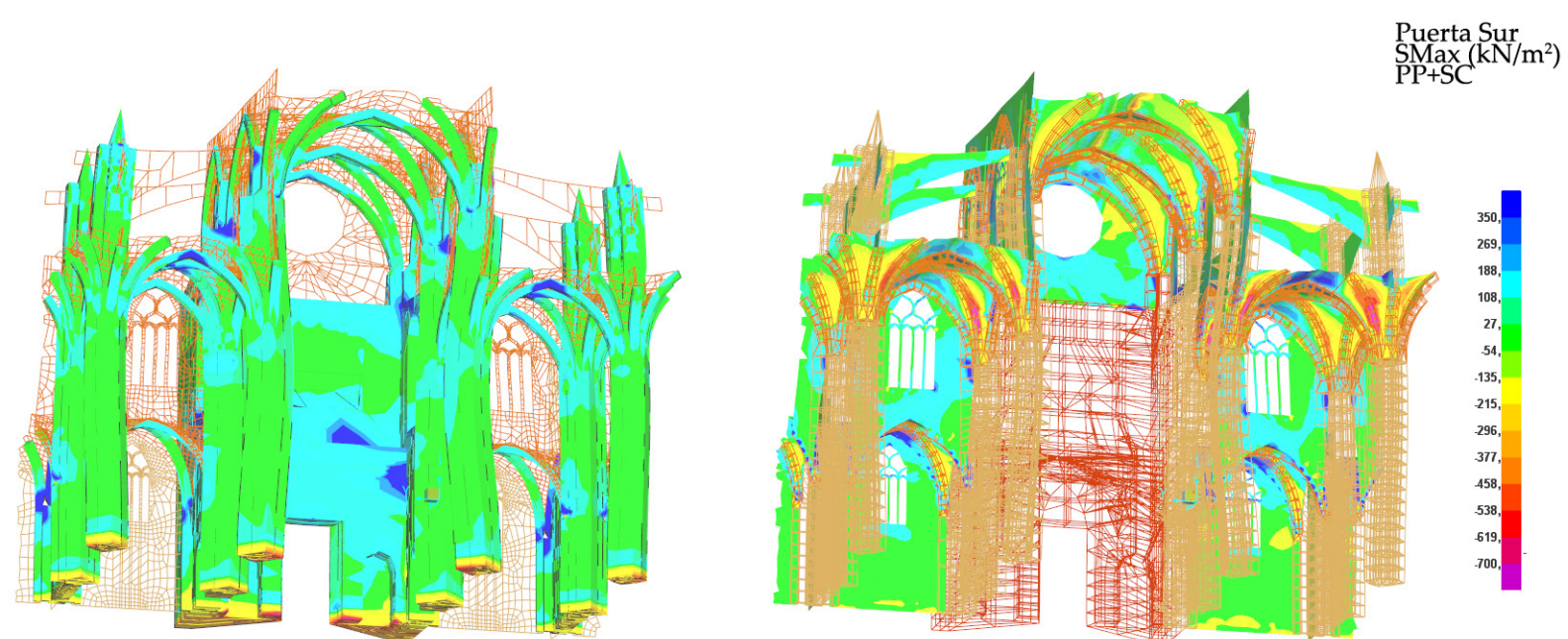
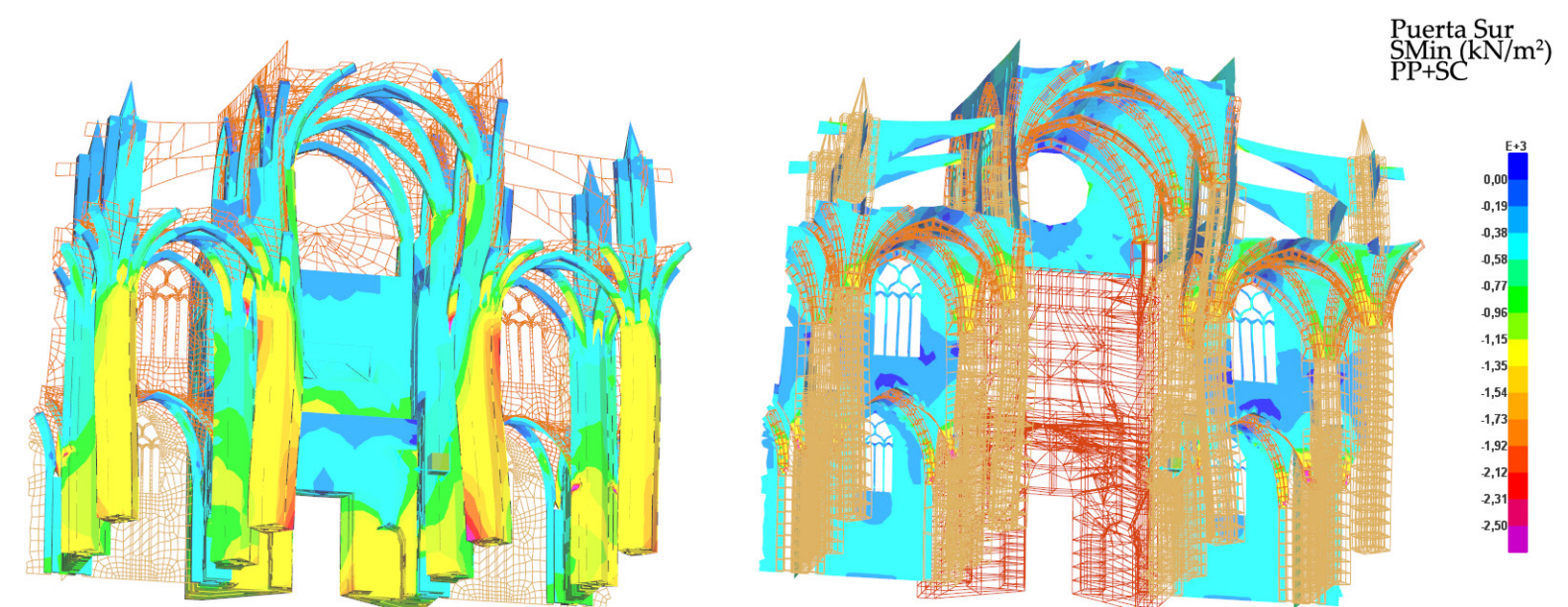
$$\sqrt{\frac{(SX - SY)^2 + (SY - SZ)^2 + (SX - SZ)^2 + 6 \cdot (S_{xy}^2 + S_{xz}^2 + S_{yz}^2)}{2}}$$

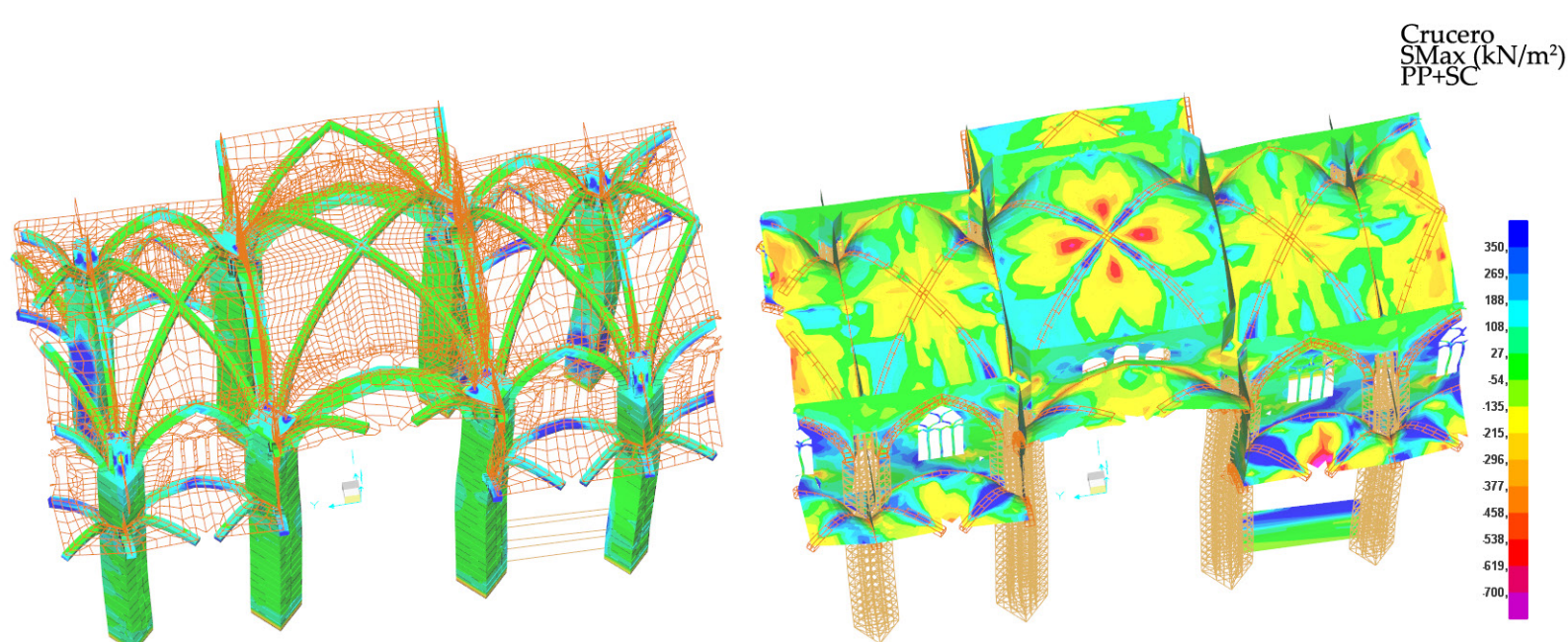
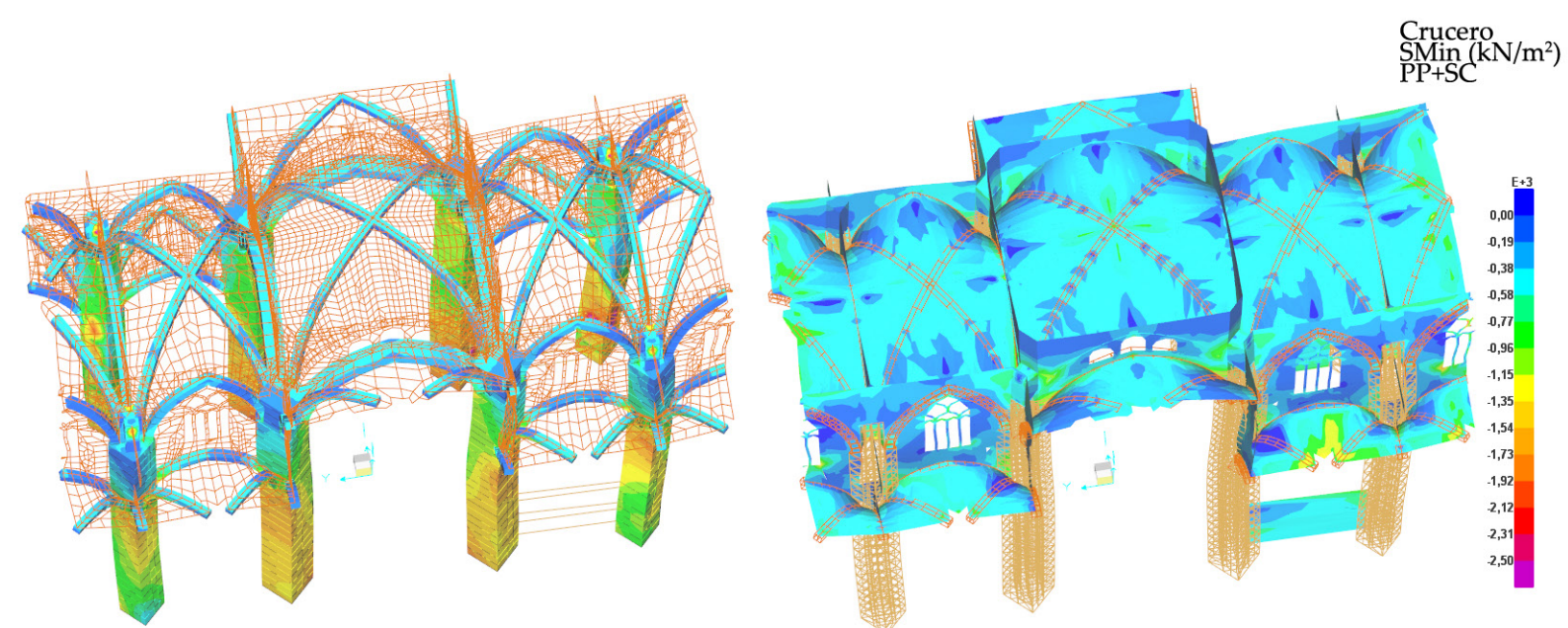
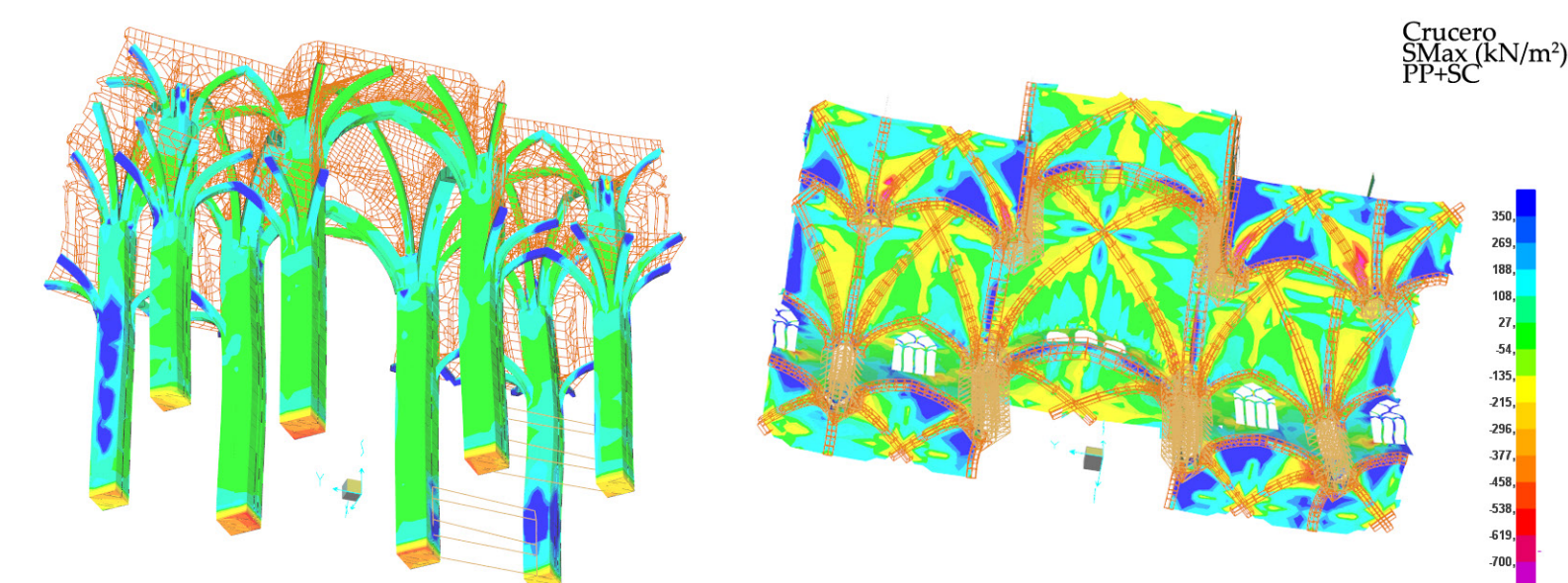
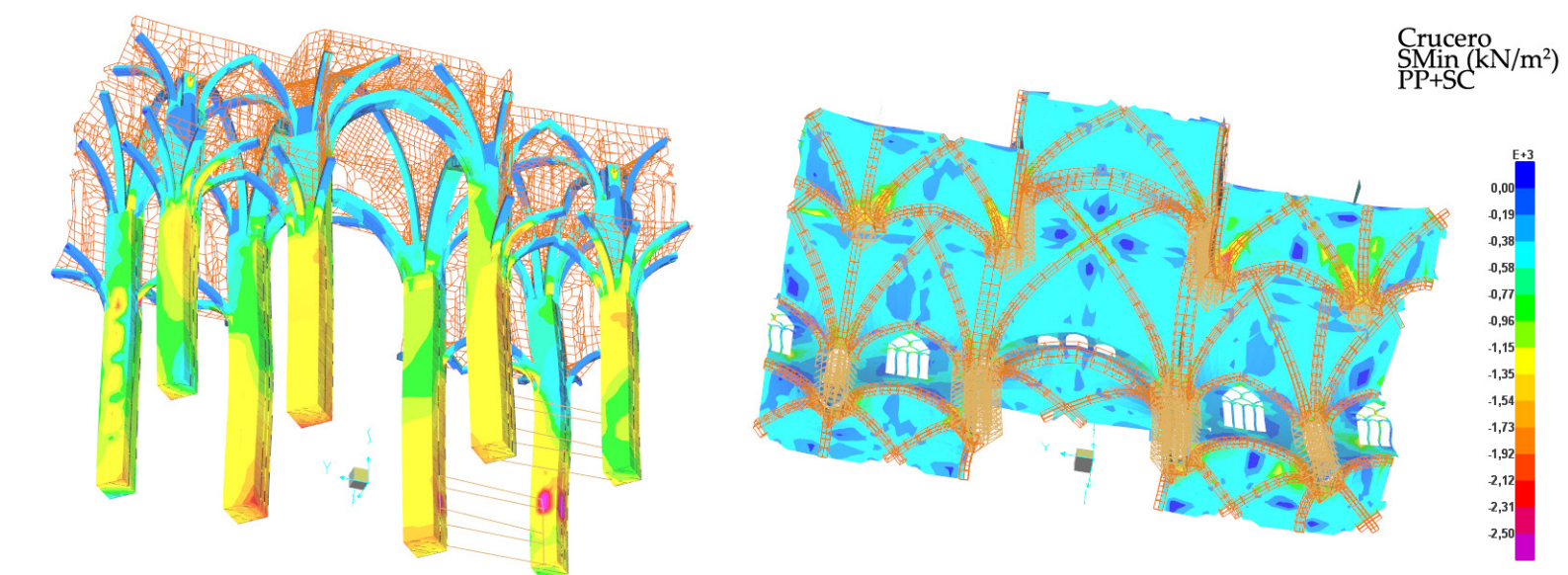
Nos alertará de los puntos más vulnerables donde centrar el estudio. Aunque hay que tener cuidado con esta tensión, pues un modelo no muy refinado puede mostrar esfuerzos que en realidad no se dan que son fruto de un punto suelto en el mallado o de un modelado sustitutivo de un elemento. Por eso esta herramienta puede ser muy útil, aunque también puede hacernos centrarnos en puntos donde no merece la pena.

El hecho de que esta tensión aúne compresiones y tracciones y los convierta en una única tensión es el talón de Aquiles en piedra, pues no nos permitirá ver las concentraciones de tracciones que es la zona que más nos preocupa. Predominarían las compresiones ocultando las zonas interesantes.

El programa de elementos finitos no nos ofrece la opción de mostrar con la hipótesis de sismo en una fuerza referenciada a las direcciones principales como son las SMAX, SMin y SVM, por lo que estas herramientas sólo las podremos utilizar en el análisis estático.

Con todo esto, y descartada la tensión Von Mises, iré analizando el modelo dividiéndolo en tres secciones, con las SMax y SMin. En el caso de la puerta tomo la puerta sur ya que tiene algo de más carga debido al reloj que descansa sobre ella.





Ambas puertas presentan unas tensiones muy parecidas ya que están rodeadas por bóvedas del mismo tipo y con las mismas cargas, la única diferencia es la carga del reloj sobre la parte interior de la puerta Sur, pero aun con un peso de 15kN/m2 esta tensión no cambia notablemente. Por eso no se han representado ambas puertas.

Esta sección refleja una deformada acompañada de unas tensiones adecuadas, que entran en los límites generales de resistencia de materiales. Encontramos una sobrecarga en los pilares que aumenta conforme nos acercamos al cruceiro. Las máximas compresiones se localizan en el borde interior de la base del pilar y en la conexión con los nervios que recogen las cargas de las bóvedas inferiores de la segunda nave colateral, del orden de 2.700kN/m2. La deformada de los pilares es muy intuitiva para predecir la intensidad de las tensiones. Ningún pilar presenta tracciones importantes en toda su longitud ni en la conexión con la cimentación. Las tracciones que aparecen en las SMax son un efecto secundario de la compresión en sentido perpendicular a esta. Aun así no se sobrepasan los 80kN/m2.

Encontramos varios puntos críticos de tracción en la estructura. En la clave de los arcos y de las bóvedas inferiores, que sigue la configuración de una viga biapoyada con momento positivo en el centro del vano. Es un efecto a tener en cuenta, pero si prestamos atención sólo ocurre en este tipo de bóvedas que, aunque no está modelado, va cubierta por una alcatifa. El peso y las condiciones de arriostramiento que su configuración

le aportan, y especialmente en la parte baja de los riñones, corrigen la línea de empujes y las deformaciones, por lo que estas tensiones se verían bastante relajadas. También se aprecian tracciones importantes bajo la bóveda en su conexión con el pilar total pero con valores que no llegan al colapso del elemento pero si con posibilidad de aparición de grietas.

Se observa la notable diferencia de compresiones entre las bóvedas inferiores del Este del cruceiro y el Oeste por el peso de las alcatifas.

Los puntos de la puerta son debido a un error de mallado controlado que no se puede corregir en esta fase en que nos encontramos del proyecto. Este error hace descansar el extremo del muro interior sobre el punto que se comenta. Es un error del que se tiene constancia que de no ocurrir, esta zona no tendría mayor relevancia pues se sabe que las puertas son puntos bastante estables y esta zona en especial no tendría ninguna razón para mostrar ningún problema.

La parte exterior de la puerta muestra unas tensiones bajas de compresión en torno a los 1.300kN/m2. Sólo el punto de la clave de la puerta concentra tracciones que a pesar de ser importantes están por debajo de los límites establecidos.

Otra zona de tracciones acentuadas es el muro lateral de la puerta. Los empujes de la puerta y las bóvedas del cruceiro crean tracción en torno a los 450kN/m2 bajo la ventana que po-

drían crear una grieta vertical, ya que se encuentran próximos al punto límite. Tracciones de esta magnitud también se encuentran en la ventana inmediatamente superior. Esta ventana está muy forzada por las deformaciones del arco sobre ella. Si ampliamos la deformación y las tensiones, recuerda a las tensiones que se crean en un muro de fábrica ante un sismo, creando las famosas grietas en X.

Los muros del coro y del altar crean puntos de concentración de esfuerzos de compresión y tracción ya que impiden cierta deformación. Las compresiones están justificadas, pues la limitación geométrica está clara, pero en el caso de las tracciones en la realidad no serían tan acentuadas, pues ambos elementos se separarían con cierta dificultad. De todas maneras esta unión entre pilar y muro habría que estudiarla con exploraciones in situ para verificar las hipótesis.

Apreciamos como en general contando con estas excepciones los muros bajo nervios tienen tensiones bajas, sólo las del peso propio del elemento, por lo que se deduce que las cargas están bien direccionadas. No se puede decir lo mismo de las bóvedas que presentan el funcionamiento normal para cada tipo. Vemos tracciones puntuales en la parte superior de los paños del cimborrio aunque muy leves. Destaca el buen funcionamiento del crucero pese a sus enormes dimensiones. Se analizará en el punto 5.15.

El último punto crítico aparece en la conexión entre contrafuerte y bóveda. Estas tensiones aparecen en sentido horizontal, lo que muestra una tendencia de las bóvedas a dividir el muro en dos. Son tensiones importantes que en la realidad son absorbidas por los nervios de conexión y descarga, ayudados de la alcatifa sobre la bóveda que centra los esfuerzos.

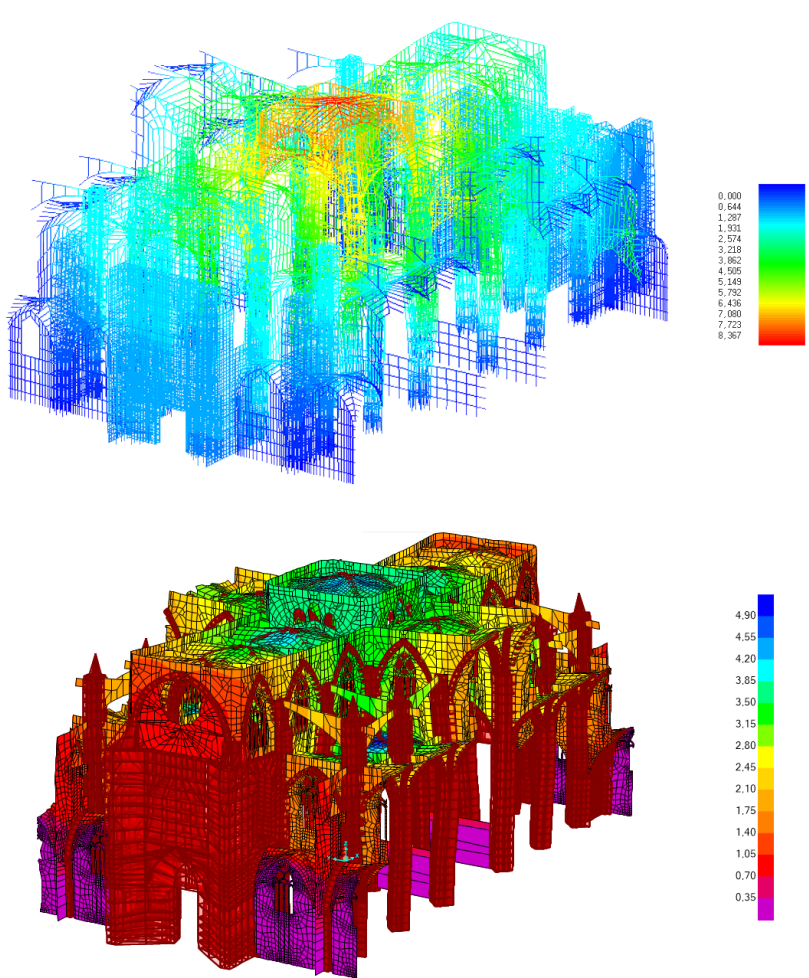
El cuerpo superior del arbotante sobre la cota de conexión de la bóveda ha sido modelado como una lámina que apoya justo en el centro del cuerpo inferior modelado con sólidos, dejando un borde sobre el que descansa el filo de la bóveda, de ahí este fenómeno. Estas tensiones serían inferiores si se hubiese modelado el arbotante como un sólido completo o como una lámina completa.

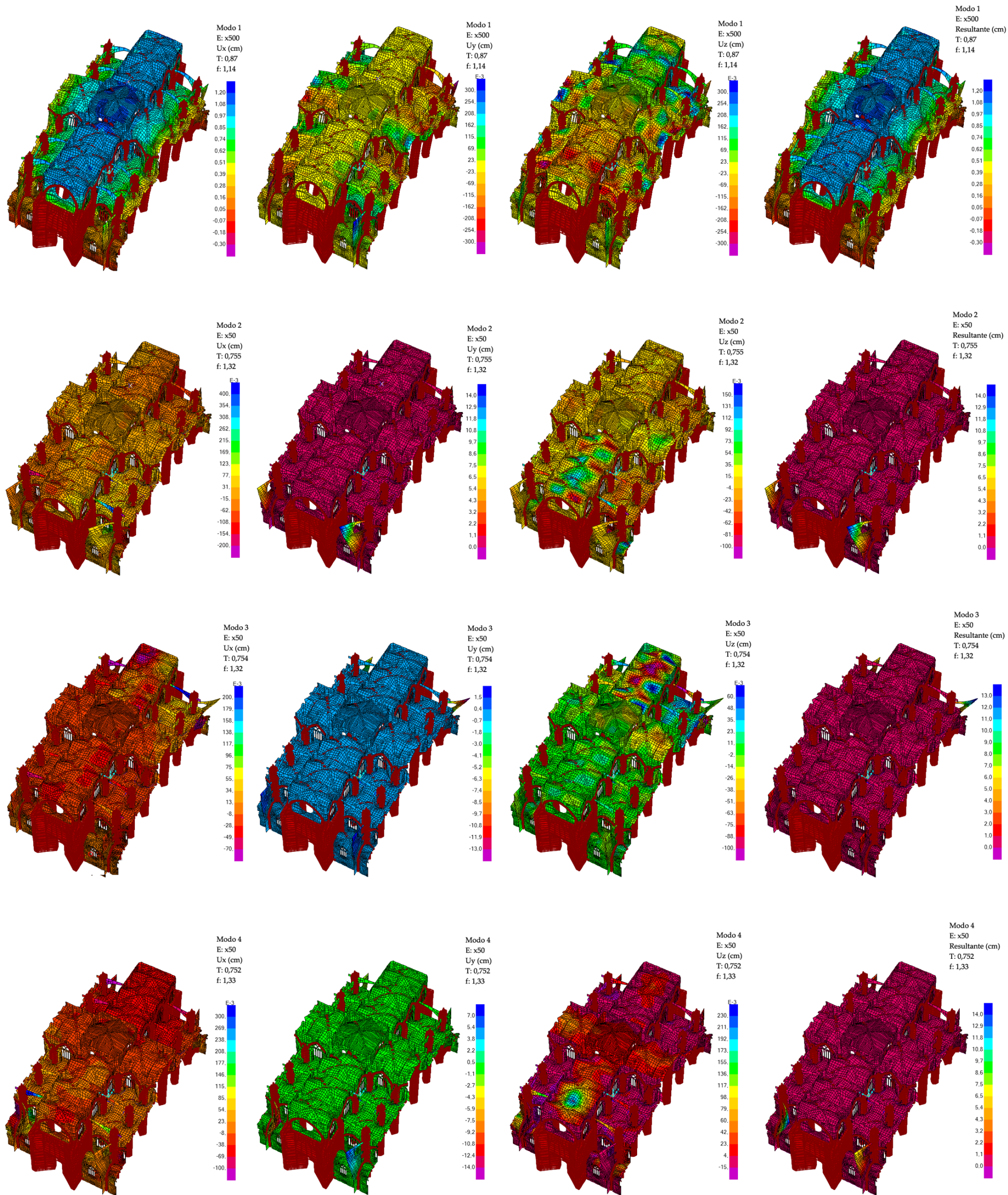
5.13. Entendimiento del movimiento sísmico a partir de las deformaciones

En este apartado estudiaremos el movimiento del modelo completo de todas las hipótesis, el peso propio junto con las sobrecargas y el sismo dividiendo la combinación de modos de vibración en los cuatro estudiados y finalmente analizaremos el comportamiento conjunto.

En ambos modelos podemos observar como las deformaciones máximas están orientadas hacia la nave central como es lógico, las puertas realizan una función estabilizadora que sufren una deformación mínima de entre 1 y 2 cm hacia el centro. Hay que tener en cuenta que los contornos mantienen los puntos de la sección fijos, de ahí que exista una diferencia tan grande entre bóvedas en dirección E-O, por lo que se podría malinterpretar según los modelos. Sin embargo este efecto sucede en menor medida, ya que en la longitud de la nave central, la bóveda del crucero es la de mayor dimensión y la que tiene mayor peso propio. La diferencia real aproximada entre las bóvedas es de entre 1 y 2cm. El cimborrio tiene entre 5 y 8cm de deformación y las bóvedas inmediatamente contiguas del crucero y la nave central entre 4 y 6,5cm. Aunque la máxima deformación recae sobre las bóvedas de la primera nave colateral que limitan el cimborrio. Estas, como vimos en el punto 5.3, reciben una gran carga de las alcatifas, lo que se transforma en deformación, además de las que le son transmitidas por los pilares de las bóvedas superiores.

La siguiente hipótesis de sismo, como ya sabemos está compuesta por cuatro modos de vibración natural de la estructura, hay que recalcar que estas deformaciones no son las reales que tendría con la aceleración sísmica, si no la que tendría con la frecuencia natural del edificio. Esto da una idea de las magnitudes de deformaciones que finalmente se combinarán y se acelerarán con la aceleración sísmica. Sabido esto comienzo el estudio.

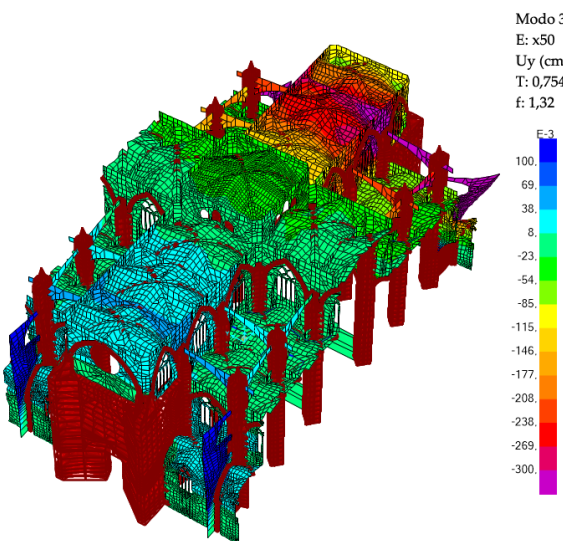




Análisis estructural

- El modo 1 presenta una oscilación del modelo completo en sentido N-S, de alrededor de 1,2cm en la parte superior provocando una flexión general de los pilares y elementos verticales en este sentido. Además en sentido E-O se aprecian movimientos leves de unos 3mm en la parte superior de los contrafuertes al igual que en los plementos de las bóvedas de la segunda nave colateral como efectos secundarios de la principal oscilación N-S. Podemos afirmar que en este modo sólo es considerable el movimiento N-S de toda la estructura aumentando con la altura y acentuándose en el cimborrio debido al efecto péndulo invertido.
- El modo 2 se caracteriza por el desplazamiento del conjunto en sentido E-O. Este desplazamiento es bastante menor que en el modo anterior incluso nulo en algunos puntos, llegando a los 5mm en bóvedas del crucero Norte. Esta reducción del desplazamiento se puede achacar a los muros de las puertas y de las capillas de los costados que permanecen inmóviles, comenzando el desplazamiento hacia las bóvedas de las naves colaterales llegando a los 2mm. Esto provoca, al igual que en modo 1, efectos locales de la misma magnitud en sentido vertical sobre las bóvedas.
- Esta rigidez ante la vibración debida a la inercia en el cuerpo de la catedral provoca en los contrafuertes un efecto devastador amplificando la onda ya que no existe arriostamiento alguno. Su comportamiento es conocido como efecto látigo provocando movimientos de hasta 15cm. Aunque en la realidad las alcatifas reducirían este efecto ya que reducirían la

- longitud de propagación y no están modeladas, seguiría siendo muy intenso.
- Esto provoca efectos secundarios en los elementos de su alrededor como las bóvedas de los costados, el pilar al que está conectado y los arbotantes. Produce un efecto de torsión sobre el pilar que a su vez provoca movimientos en torno a los 5mm en bóvedas y arbotante.
- El modo 3 crea un efecto similar al 2 pero de fundamento totalmente diferente. Los movimientos principales se dan en sentido E-O en especial en los extremos N y S. Consiste en un movimiento rotatorio con eje vertical en el centro del crucero con unos desplazamientos máximos en las bóvedas



de la nave crucero de unos 3mm arrastrando a su vez a los arbotantes exteriores unos 4mm. Esto, como en el modo 2, crea un efecto látigo en los contrafuertes llegando a los 13cm. También se localizan movimientos verticales en las bóvedas y arbotantes no mayores de 1 ó 2mm.

- El modo 4 presenta unas deformaciones orientadas hacia la nave crucero, como si el suelo se hundiese en el eje N-S del modelo. Esto hace que debido a los empujes de las naves paralelas al crucero, hacia la mitad del pilar, las bóvedas se levanten en la clave del arco fajón aproximadamente 1mm y bajen en los arcos formeros alrededor de 2mm. Las bóvedas y arbotantes exteriores, debido nuevamente al efecto látigo de los contrafuertes, sufren en torno al doble de deformación que los anteriores. En este modo el movimiento máximo de contrafuertes se encuentra en unos 14cm.

De entre todas las deformaciones descritas anteriormente podemos hacer una combinación de las mayores que a continuación veremos en un gráfico de colores junto con el peso propio y sobrecarga (Fig. 66). El conjunto de modos de vibración provoca una estructura con movimientos predominantes y excesivos en los contrafuertes. En una escala mucho menor, existe una vibración N-S de 1,5cm, a la vez perpendicular a esta, otra de 1cm. Provocando efectos locales según la geometría de cada elemento de 1 a 2mm verticalmente.

Realizada la combinación de modos de vibración y aplicada la aceleración del espectro de respuesta junto a las deformaciones del peso propio obtenemos la siguiente deformada. Obtenemos diferentes resultados en ambos modelos, pero sabiendo los resultados de cada uno y su origen podemos dilucidar una conclusión conjunta.

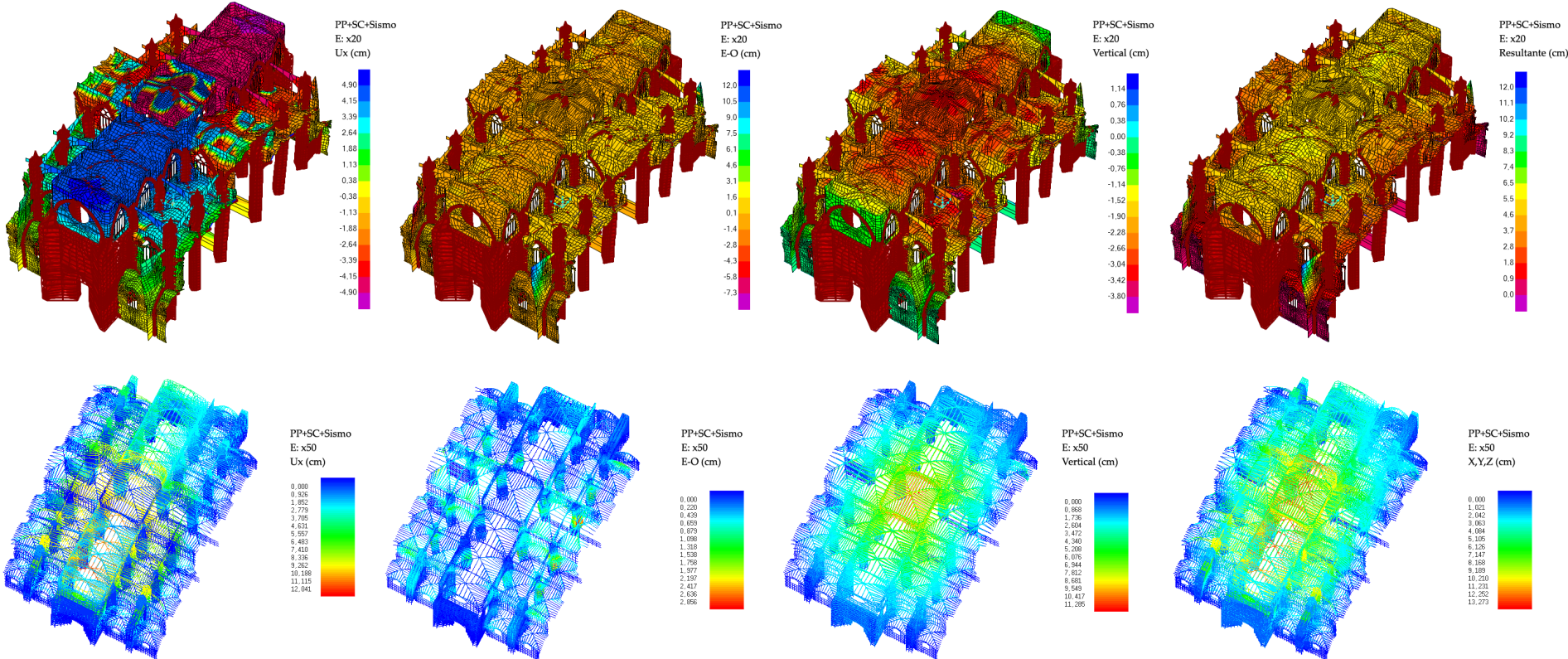


Fig. 66 Deformaciones totales máximas

Con estos gráficos confirmamos las conjeturas anteriores.

En sentido N-S el modelo de barras señala 12cm moviendo la masa completa en un sentido, mientras que en los elementos finitos la deformada expone la máxima deformación sea el sentido que sea, colocando la máxima en 5cm. Observamos como la capilla de la Antigua aporta rigidez al conjunto reduciendo las deformaciones a la mitad, debido a que el muro tiene el doble de inercia que los demás, lo cual acumula tensiones de torsión en la puerta y las bóvedas del crucero. El comportamiento real es una mezcla de ambos modelos parecida a la Fig. 67. Partiendo de la base de que ambas partes van a tender a ir al centro por el peso propio, la onda sísmica implicará una deformación favorable al peso propio o contra él.

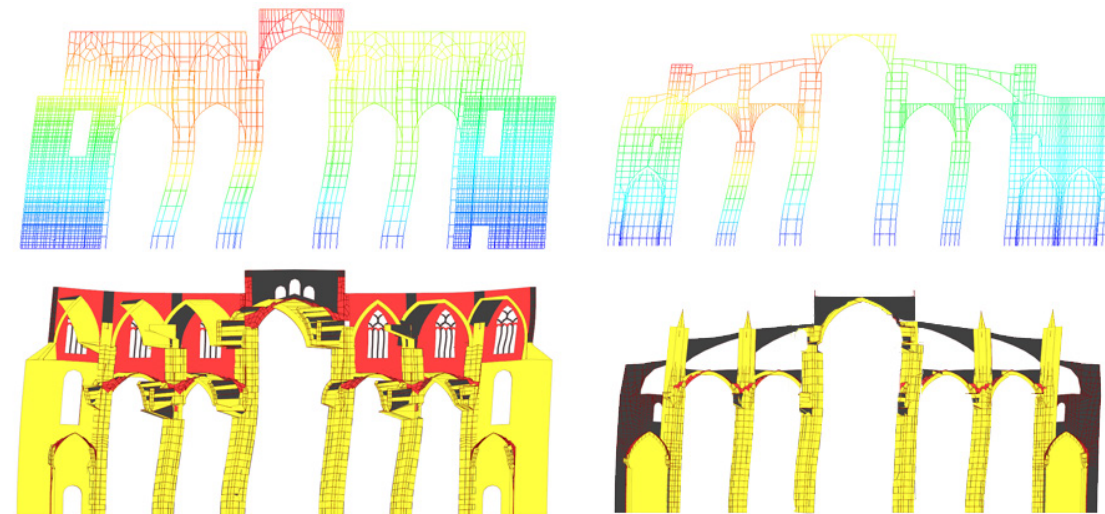


Fig. 67 Deformada de sección Norte-Sur del crucero en la combinación incluyendo sismo

Se confirma la reducción de desplazamiento en sentido E-O con respecto a N-S, siendo prácticamente cero la aportación del sismo en barras y alrededor de 2mm en elementos finitos encargarse de las deformaciones generales el peso propio. Estas deformaciones son del mismo orden en ambos modelos, las bóvedas de las naves colaterales avanzan de 5 a 6mm, mientras que en las bóvedas del crucero la deformación pasa a 3mm, lo que crea una flexión intermedia en el pilar (Figura a). Las mayores deformaciones se localizan en los contrafuertes como enseña el modelo de elementos finitos de unos 12cm, que debido a las restricciones no modeladas, se reduciría parte del movimiento pasando a unos 9-10cm, a pesar de no aparecer en el modelo de barras. Como hemos visto la componente de sismo en este sentido no ha sido bien interpretada por el modelo de barras, imprimiendo deformaciones casi nulas, de ahí que no

aparezcan estos movimientos. Esto puede deberse a la malinterpretación del programa de los resortes bajo los pilares y los apoyos simples como borde. Porque como vemos en las tablas de periodos, la aceleración que imprime el programa es la misma que en la dirección N-S, por lo tanto debería experimentar deformaciones parecidas.

La componente sísmica sólo aporta una deformación de unos 5mm como máximo. Por lo que ocurre lo mismo que

en dirección E-O, las deformaciones verticales predominantes son las del peso propio. Ambos modelos coinciden en localizar la máxima deformación vertical en el centro del modelo, que va disminuyendo hacia el exterior. Aunque una deformación importante se concentra donde el peso propio mostraba, en las bóvedas de la primera nave colateral al Oeste del crucero de entre 5 y 8cm. Y el cimborrio entre 5 y 11cm. Tenemos que tener en cuenta que el modelo de barras está apoyado sobre resortes que ceden ante la presión del peso como asiento.

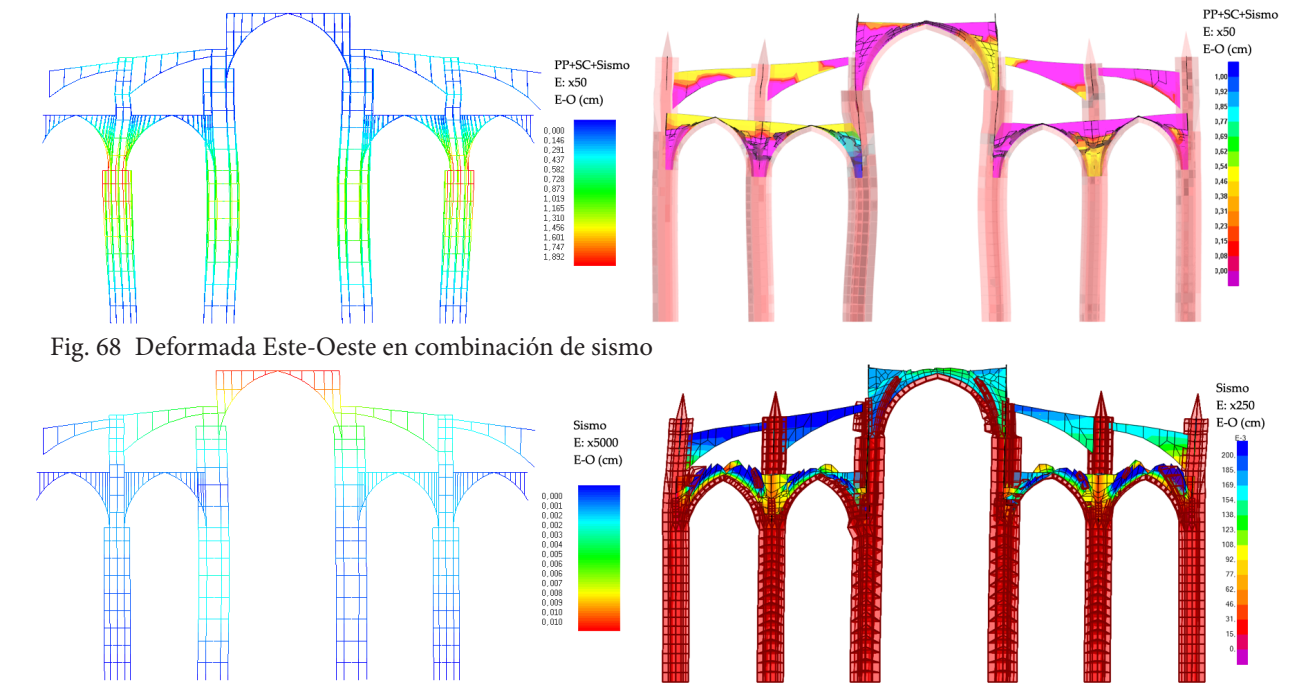


Fig. 68 Deformada Este-Oeste en combinación de sismo

Fig. 69 Deformada Este-Oeste en hipótesis de sismo

5.14. Limitaciones de seguridad estructural

El Código Técnico de la Edificación fija unas limitaciones para la aptitud al servicio mediante una comprobación de flechas, desplazamientos horizontales y vibraciones. En la estructura de la Catedral podemos observar gran cantidad de grietas e imperfectos, por lo que hacer una comprobación de la aptitud al servicio no tendría mucho sentido. Aun así resulta interesante ya que debemos preservar el edificio en las mejores condiciones posibles. Y con estos valores, podremos saber cuán aproximados estamos de un comportamiento reglado admisible por los estándares actuales.

La primera comprobación es la de deformaciones verticales y horizontales. El Documento Básico de Seguridad Estructural limita las flechas y los desplazamientos horizontales para tres situaciones distintas. Nosotros tomaremos para la consideración de la apariencia de la obra 1/300 de la luz libre y 1/250 de la altura total, ya que la integridad de los elementos está más que comprobada con el paso del tiempo.

Nuestras deformaciones verticales máximas en los modelos la encontramos en el cimborrio, con luz libre entre pilares de 20m y entre 5 y 11cm de flecha y las bóvedas de la primera nave colateral, con 13m de luz libre y entre 5 y 8cm de flecha. Ya que las máximas deformaciones se dan en la clave de las bóvedas, se tomará la luz libre del arco diagonal.

	Límite CTE	Catedral de Sevilla
Cimborrio	6,6cm	5 - 11cm
Colateral	4,3cm	5 - 8cm

El desplazamiento horizontal máximo sólo se comprobará en sentido N-S, pues las deformaciones E-O son muy pequeñas a excepción de los contrafuertes, que es un elemento no equiparable a una planta de edificio como hace la norma. El máximo desplazamiento horizontal se encuentra en el cimborrio con una magnitud de entre 5 y 12cm, a una altura de 40m.

	Límite CTE	Catedral de Sevilla
Cimborrio	16cm	5 - 12cm

Vemos que aun siendo una estructura sufrida por el tiempo mantiene sus deformaciones por debajo o muy cercanas a los límites actuales. Lo que demuestra la rigidez del conjunto catedralicio.

La segunda comprobación consiste en las vibraciones de la estructura. Un edificio se comporta adecuadamente ante vibraciones debidas a acciones dinámicas, si la frecuencia de la acción dinámica (frecuencia de excitación) se aparta suficientemente de sus frecuencias propias.

Como vimos en el punto 5.10, donde se mostraban las frecuencias y periodos de los 4 primeros modos de vibración, la frecuencia de nuestra estructura se encuentra entre 1 y 1,25Hz. Lo cual es un periodo de entre 0,8 y 1s.

Mediante el espectro de respuesta obtenido en el punto 5.4, con la cual introducimos al programa la aceleración como carga sísmica a los modos de vibración, y la aceleración básica de Sevilla, que se encuentra en 0,07g, podemos hallar el periodo del sismo para compararlo con el de la Catedral de Sevilla. Tenemos una aceleración de 0,686m/s² la cual se corresponde con un periodo de 1,95s.

Vemos que existe una diferencia de periodos de entre 0,95 y 1,15s, diferencia que nos aporta mucha seguridad ante el acoplamiento del suelo con la acción sísmica y la estructura, conocido como fenómeno de resonancia. Fenómeno que de darse, sería devastador como explicamos en el punto 5.6.

La estimación de aceleración de sismos dada por la norma se corresponde con periodos largos, que afectarían a edificios más alto que la Catedral. Una estimación muy burda pero eficaz para el periodo de edificios de hormigón armado es T=0,1N, donde N es el número de plantas del edificio y altura entre plantas de 3m. Si aplicamos esta fórmula a la Catedral de Sevilla con una altura de entre 25 y 40m dependiendo de los niveles de las naves, obtendríamos una estructura con periodo entre 0,83 y 1,33, valores que entran en el rango estimado. Por lo tanto, se deduce que los sismos que actúan en Sevilla, acoplarían con edificios con una altura de unos 57 ó 60 metros. Cómo referencia diremos que los edificios sevillanos más cercanos a estas dimensiones son la Torre Schindler o las torres de la plaza de España entre otros y que la Giralda tiene 98,5m de altura.

5.15. Movimientos de los contrafuertes

Como hemos descrito anteriormente los contrafuertes ha sido el punto que ha disparado la alarma en el modelo debido a sus deformaciones exageradas, aun siendo menores en la realidad. Teniendo en cuenta que en el modelo de elementos barra no se aprecia mayor deformación puede hacer pensar que no es un efecto importante, pero gracias a la historia hemos podido apreciar que efectivamente se trata de un efecto conocido en las catedrales góticas y sólo hay que mirar atrás hacia el norte de Francia dónde la famosa Catedral de San Pedro de Beauvais ha sufrido graves problemas de esta índole. En un momento desconocido de su construcción, los problemas estructurales de la catedral motivaron la inclusión de una serie de abrazaderas



Fig. 70 Contrafuertes de la Catedral de Beauvais arriostrados por barras metálicas dúctiles

de hierro que unían los contrafuertes. Estas abrazaderas fueron eliminadas en la década de 1960 al considerarse superfluas. Sin embargo, al retirar las abrazaderas, los problemas ocasionados por las oscilaciones originadas por el viento se incrementaron, llegando a separar parcialmente el coro del transepto. Las abrazaderas fueron recolocadas, esta vez fabricadas en acero, lo que ha ocasionado un nuevo problema: la mayor rigidez del acero sobre el hierro ha restado elasticidad a la estructura, lo que ha motivado la aparición de grietas en la misma.

No podemos comparar la situación de ambas Catedrales en cuestión de magnitudes, puesto que la magnitud de los contrafuertes de Beauvais es bastante mayor y tienen una configuración diferente, pero la filosofía es la misma.

No se tienen datos de posibles reparaciones de los contrafuertes de la catedral de Sevilla, ni especial mención a ellos. Sí se menciona sin embargo los daños producidos en los pináculos debido a los terremotos de 1909, 1951 y 1969, siendo estos de intensidad V-VI.

Ya hemos estudiado cómo sería el movimiento y las deformaciones que tendría, las cuales hemos fijado en 9-10cm. Pasemos a las tensiones que provocaría este fenómeno en el propio contrafuerte.

Estáticamente vemos que funciona correctamente. El pilar flexiona hacia el centro arrastrando con él el contrafuerte, creando unas compresiones en el pie del pilar de unos 1.200kN/m². No existen tracciones en el conjunto a excepción de unas leves sobre el arco de la puerta, que en muchos casos no existe. Todas las tensiones se encuentran dentro de los límites establecidos soportables por los materiales (Fig. 71).

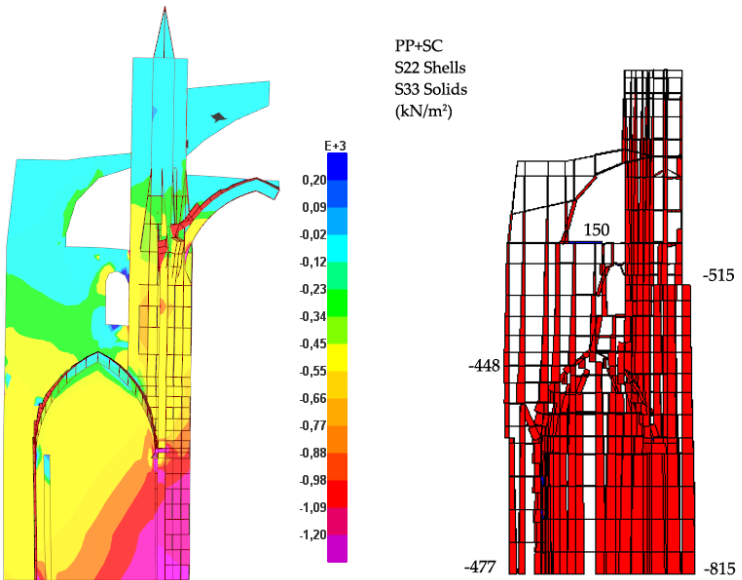


Fig. 71 Tensiones estáticas de contrafuerte

El programa de cálculo para esfuerzos sísmicos no muestra las tensiones principales, sólo las locales, que sería el eje 2 en vertical y el 1 en horizontal. Aun así podemos calcularla gráficamente gracias al círculo de Mohr. Hemos despreciado las S13 y S23 por ser prácticamente nulas, y así afrontar el problema como bidimensional. Las tensiones presentes están asociadas a la deformación máxima de 12cm, como hemos explicado anteriormente gracias a las alcatifas esta deformación se reduciría a unos 9-10cm, en torno al factor 0.8 por las que finalmente se multiplicarán.

La parte más peligrosa del conjunto es el arbotante. Si este se separa el cuerpo del contrafuerte vibraría con mucha más fuerza y otras partes se desprenderían. A continuación se estudia qué partes romperían primero, y que grietas se producirían.

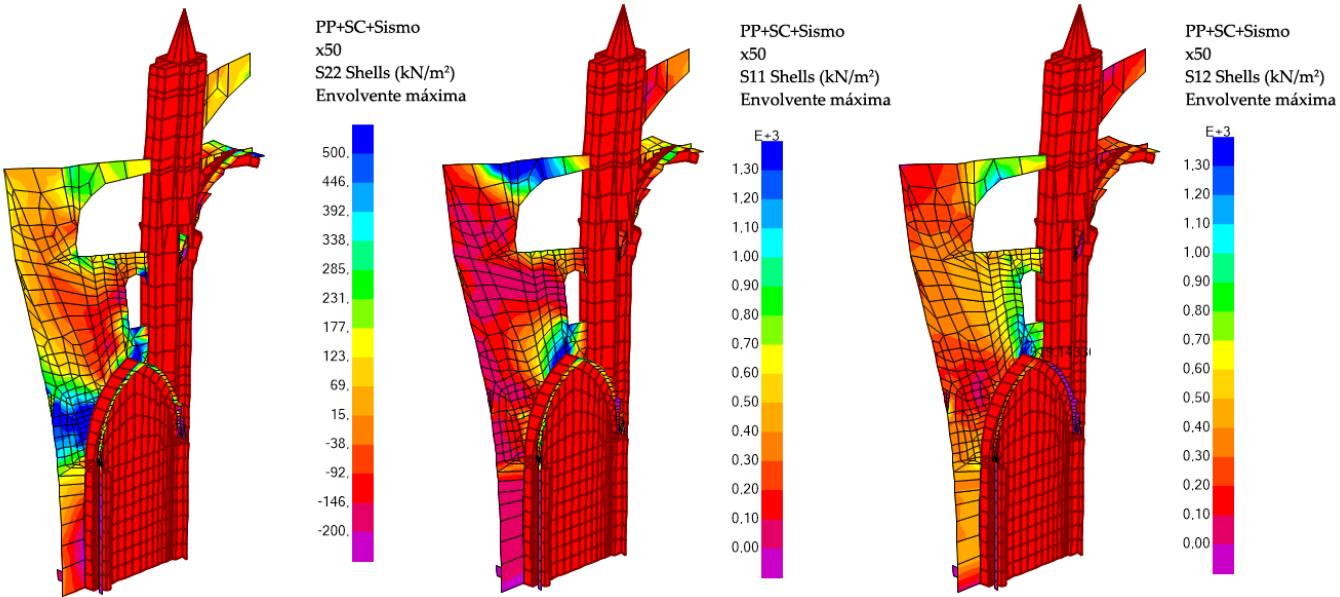


Fig. 72 Tensiones dinámicas de sismo y cargas muertas

Se han tomado como puntos de estudio los que muestran en las direcciones locales unas tensiones más importantes. En el punto 5 observamos que las compresiones en el eje local 1 son nulas al igual que el cortante, por lo tanto, la dirección de

las tensiones máximas coincide con la vertical o está muy cerca de ella. Junto con la deformada y las direcciones de las tensiones mayores podemos determinar la zona crítica y deducir una secuencia de sucesos.

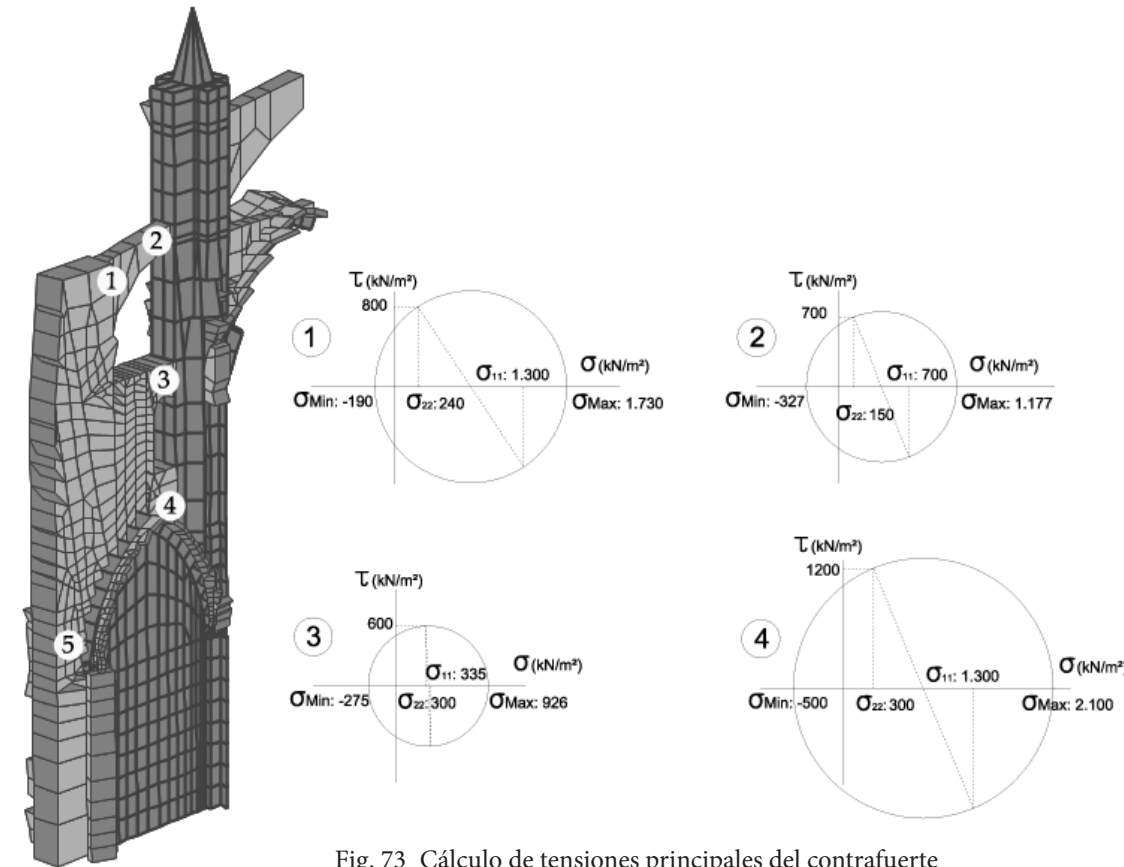


Fig. 73 Cálculo de tensiones principales del contrafuerte

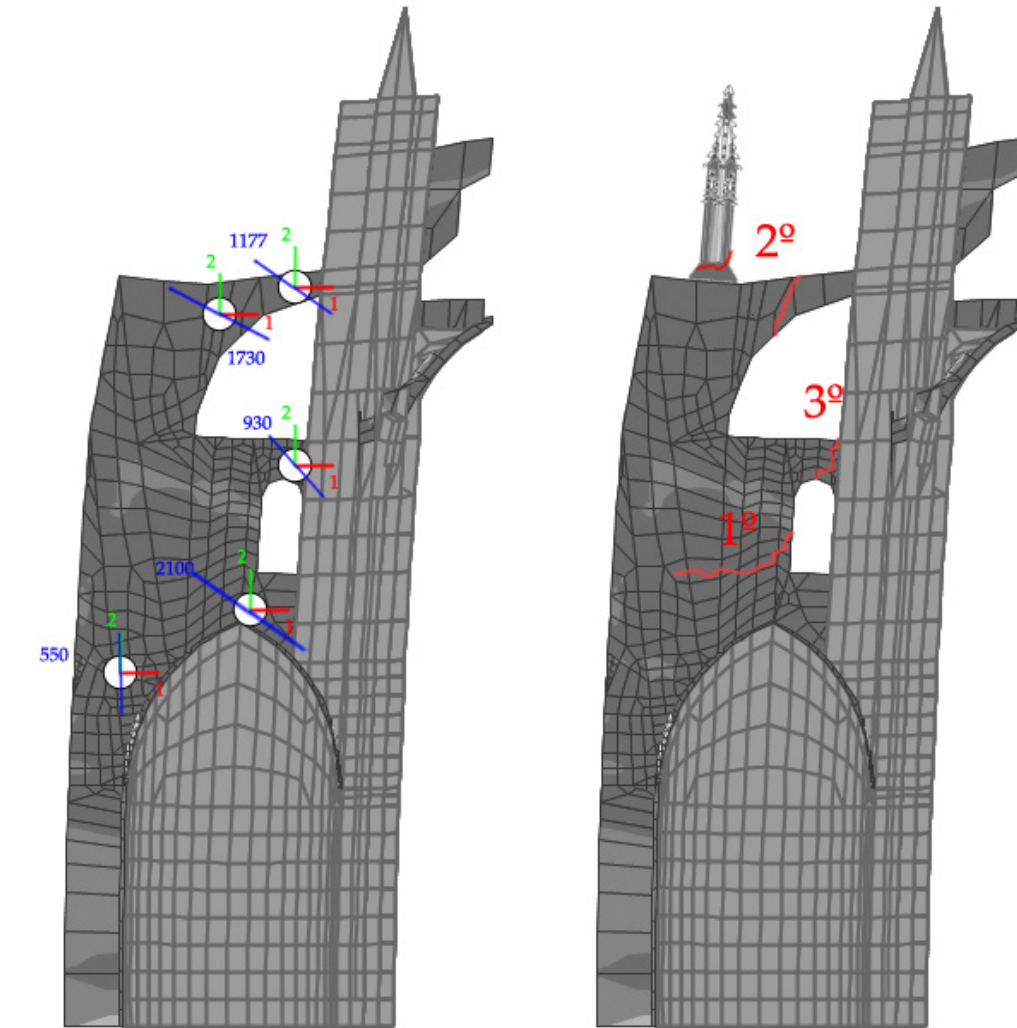
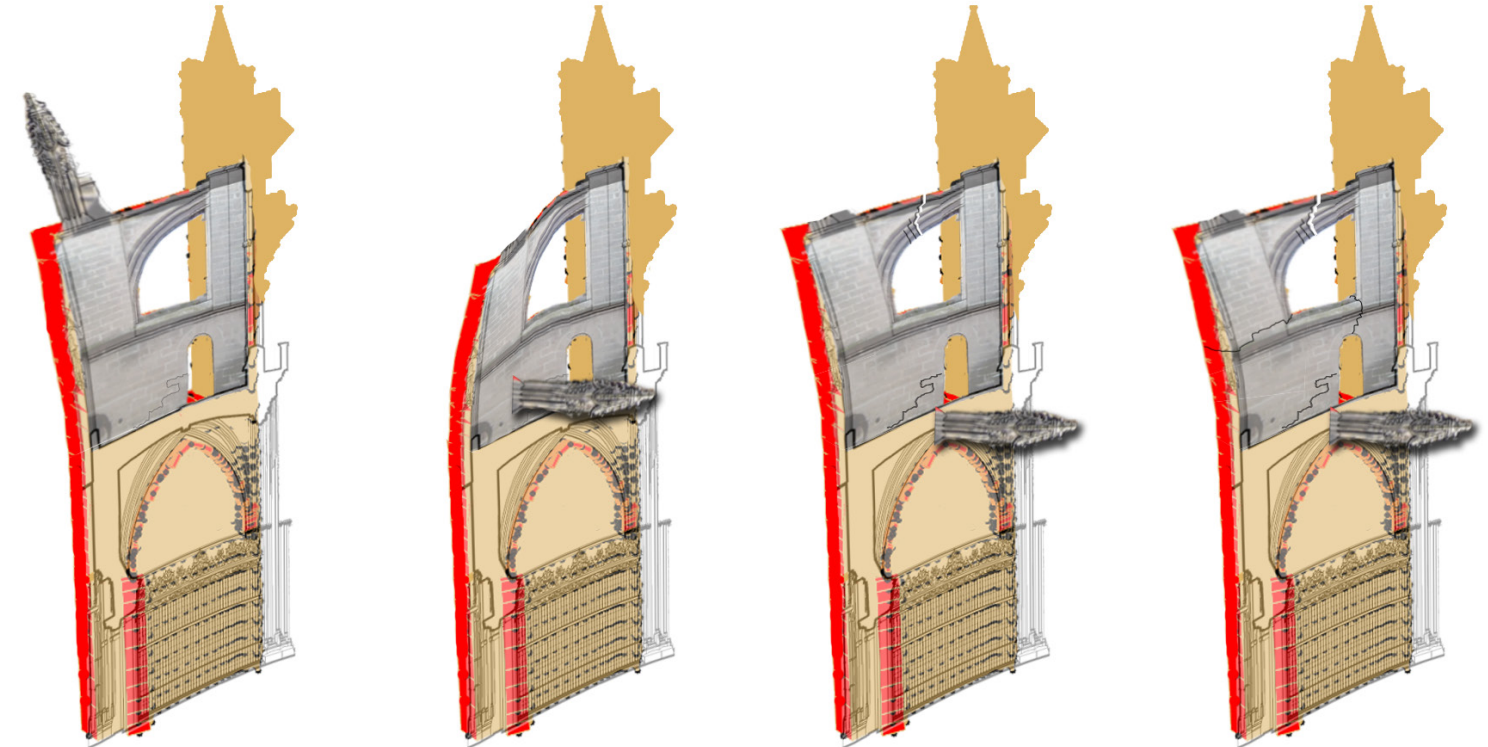


Fig. 74 Tensiones principales e hipótesis de secuencia de fracturación

Se han obtenido unas tensiones de tracción muy superiores a las límite determinada en alrededor de 600kN/m², aun multiplicándolas por el factor reductor de las alcatifas, algunas son de incluso el doble, por lo que la probabilidad de fallo es muy alta. En el caso de que se desprendiesen elementos, la secuencia de caída y acciones sucesiva sería algo parecido a la



Aparición de grieta en el punto de giro donde se acumula más tensión

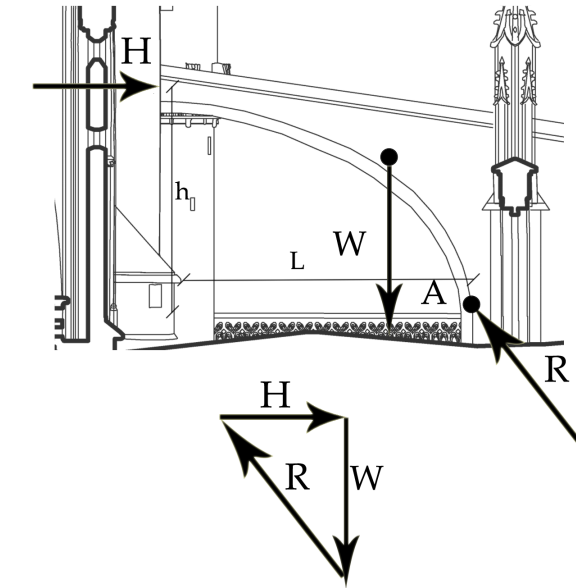
Ligero aumento del desplazamiento de giro y rotura de las masas más alejadas del núcleo del contrafuerte en el punto de máxima amplitud de la onda

Aumento del grosor de la grieta de la base y apertura de nuevas grietas en el arbotante

Debido a la aparición de nuevas grietas el desplazamiento aumentará creando nuevos puntos de máxima tensión.

Fig. 75 Secuencia de roturas en el contrafuerte

5.16. Estabilidad de los arbotantes



Estudiando la mecánica de un arbotante se deduce que el equilibrio del conjunto depende totalmente de la componente H, proveniente de las bóvedas, y de la reacción R que contrarresta ambas fuerzas, de otra manera el propio peso W del arbotante desequilibraría el conjunto. Por lo tanto resulta un dato vital saber los límites en que se debiera encontrar H para saber si el conjunto funciona o el posible peligro que albergaría.

Obteniendo el equilibrio de momentos en A:

Para los arbotantes inmediatamente contiguos a la

$$M_A: \quad -H \cdot h + \frac{W \cdot L}{2,87} = 0 \quad H = \frac{W \cdot L}{2,87 \cdot h}$$

Nave Central y la Nave Crucero las dimensiones son:

L: 9,3m
h: 7m
W: 308,5 kN

Como hemos señalado en el punto 3.3, es más que dudosa la eficacia de los arbotantes en la sección de la estructura. El correcto funcionamiento y la estabilidad del conjunto gótico se basan en un contrarresto de las fuerzas provenientes de las bóvedas por el arbotante, transmitiéndolas a su vez a pilares y contrafuertes.

Así para el equilibrio de las fuerzas, H debe ser 142,8 kN. Lógicamente esta fuerza tiene un rango de colapso del elemento en el que puede oscilar, esta puede ser estimada por unos límites geométricos de la línea de empujes que debe pasar por el núcleo de la sección que hemos tomado como 1/3. De otra manera aparecerán grietas hasta que se llegue al desequilibrio.

Como demostración de la premisa tomada de una carga totalmente horizontal que va girando hacia abajo hasta llegar al apoyo debido a la propia geometría del arbotante, podemos observar las tensiones máximas de compresión en forma de flecha del modelo de elementos finitos, confirmando esta horizontalidad en ambos arbotantes (Fig. 76).

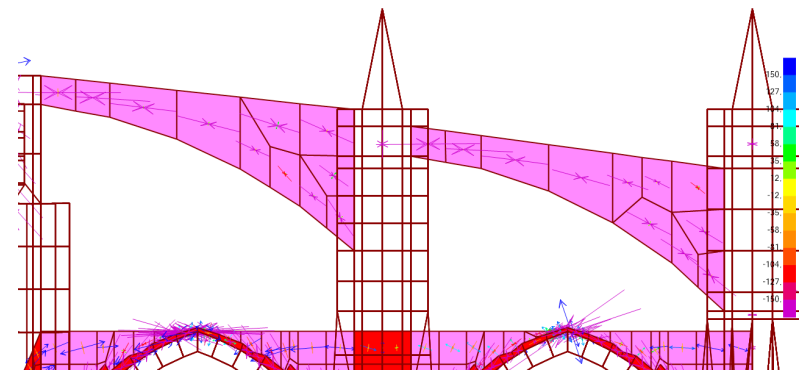


Fig. 76 Flechas de tensiones principales en arbotantes

Mediante estática gráfica y comparando con modelos de elementos finitos se puede observar cómo sería la rotura del elemento y que el valor mínimo de H estaría en torno a los 140kN para que el conjunto funcione. En las partes donde la línea de empujes no está dentro de la sección no existen empujes o compresiones horizontales, por lo que se localizan tracciones provocadas por el peso de las dovelas.

En los cálculos grafostáticos primaban tres premisas, compresión infinita, tracción nula e imposibilidad de fallo por deslizamiento. Estas tres premisas eran optimizadas en el diseño de Catedrales de la época, aunque, como hemos comentado previamente, estos patrones de diseño no se encuentran reflejados de manera correcta en la Catedral de Sevilla. Por esto, paso a estudiar las consecuencias tanto de un exceso de fuerza H como de un déficit del mismo, teniendo en cuenta la poca resistencia a tracción y el posible fallo por deslizamiento, el cual es bastante probable una vez haya fallado el material a tracción y la junta haya roto (Fig. 77). Seguidamente se estudian tres casos donde se reduce y se aumenta considerablemente la fuerza horizontal.

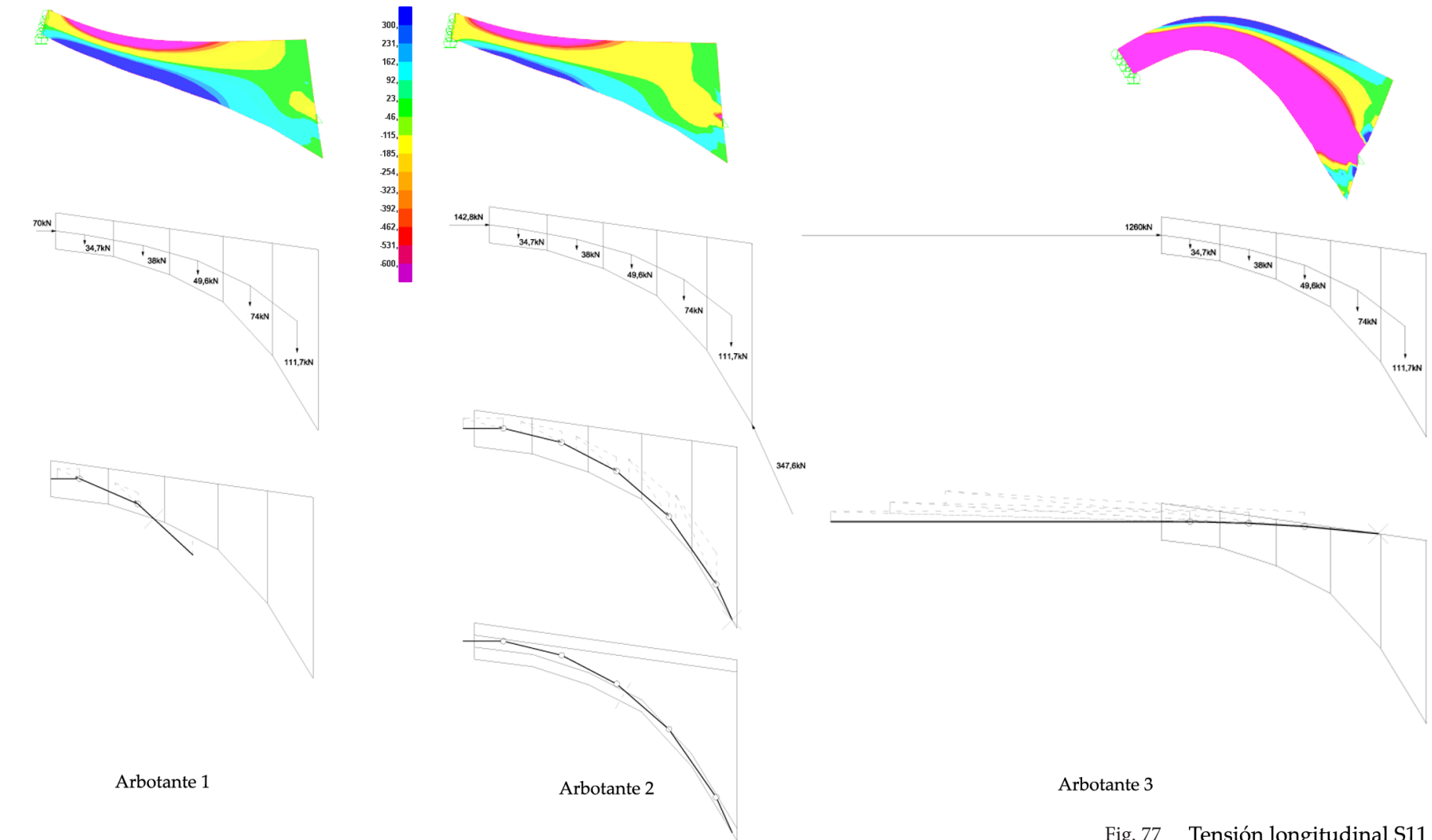


Fig. 77 Tensión longitudinal S11

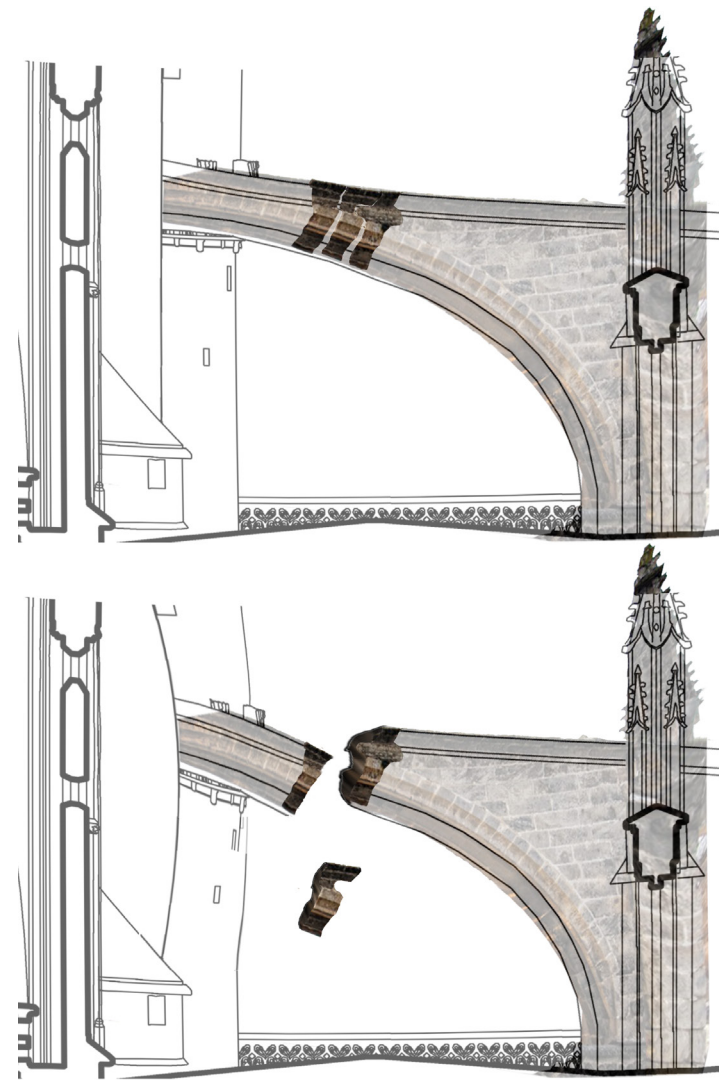


Fig. 78 Consecuencia de carga horizontal muy reducida

Bajo el arbotante 1 se localizan tensiones de tracción importantes, superiores a los límites de los materiales, si esto se diese en la Catedral de Sevilla estas tracciones provocarían la rotura del arbotante como se muestra en la Fig. 78.

En el caso opuesto del arbotante 3 las tensiones se encuentran en la parte superior del arbotante, produciendo la separación entre dovelas como en la Fig. 79.

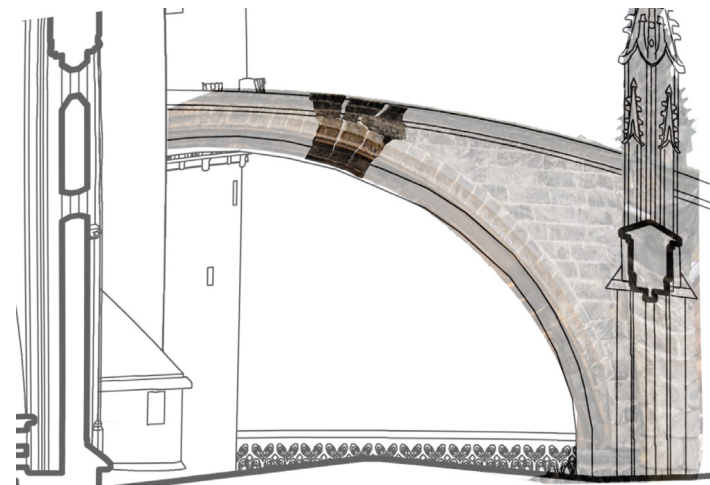
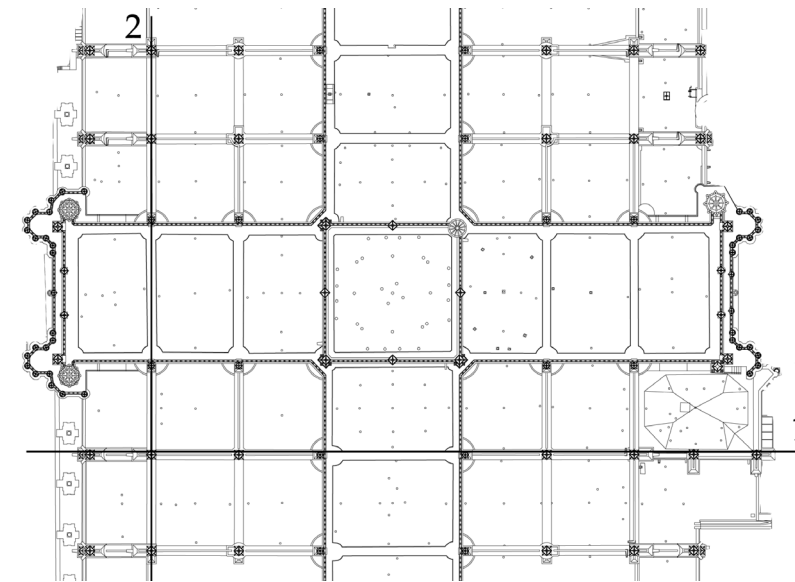
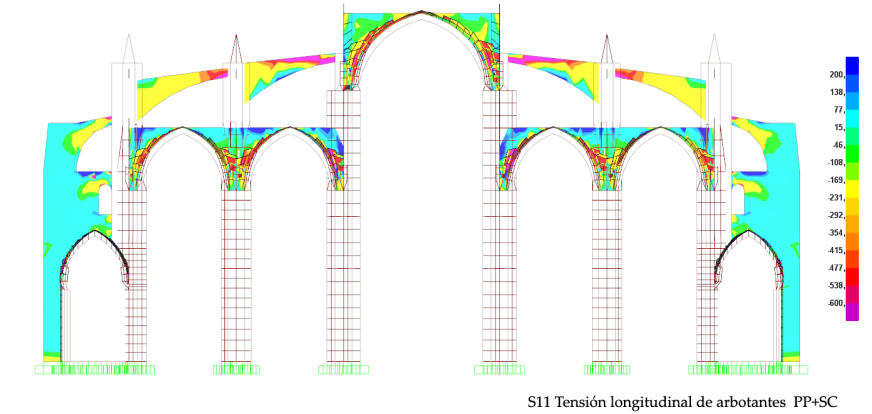


Fig. 79 Consecuencia de carga horizontal muy elevada

Una vez entendido el concepto y la mecánica de un arbotante pasemos a estudiar las tensiones que se encontrarían en un arbotante de la Catedral. Los empujes en los arbotantes en dirección X e Y son muy parecidos en el caso estático según hemos visto en el punto 5.12. Según el punto 5.13 en un estado dinámico la sección que más sufrirá será la sección en sentido N-S, por lo que nos centraremos en la sección 1.



Comenzando por la combinación de hipótesis PP+SC, en los arbotantes de la primera nave colateral observamos un sistema tensional que se encontraría en un punto medio entre el Arbotante 2 y 3, con la diferencia de tener ambos extremos completamente empotrados en los pilares. Al aumentar la fuerza horizontal que podría delimitarse en 550kN, se reduce la tracción bajo el arbotante, aunque las tracciones que vemos bajo el arbotante son las que le induce la deformada general, el hecho de estar empotrado en el pilar mediante la unión nodal y la carga horizontal bastante descentrada en la sección del contrafuerte. En la realidad esta entrega o conexión de las cabezas de los arbotantes están resueltas en la Catedral de tres formas (Fig. 80, Fig. 81 y Fig. 82), de manera que relajan las tensiones en este punto ofreciendo un punto de apoyo.



Fig. 81 Sobrearqueado de la entrega



Fig. 82 Apoyo extra bajo la última dovela



Fig. 80 Última dovela embebida en el pilar

Por lo tanto, en la realidad las tensiones de tracción que se observan serían algo más relajadas encontrándose en unos 50kN/m^2 . Tensión admisible por el material.

El arbotante de la segunda nave colateral recibe menos carga horizontal debido a que parte de los empujes han pasado a ser absorbidos por el pilar. Esta carga pasa a ser de unos 350kN . Las tensiones de este arbotante siguen de manera más lógica la mecánica de un arbotante, esto se produce porque la propia deformada del conjunto se adapta a la posición natural sin añadir mucha más tensión que la horizontal.

Las tensiones máximas y mínimas registradas en los modelos se encuentran en los límites de resistencia de los materiales.

Una vez completo el análisis estático, pasamos al análisis de sismo con la combinación de hipótesis PP+SC+Sismo.

La interpretación del sismo en elementos finitos es especialmente difícil debido al carácter de lámina que no se comporta como nuestro material, la piedra. Los arbotantes en SAP2000 en la combinación con sismo muestran unos resultados de deformaciones y tensiones que nos resultan contradictorios a simple vista por lo que el uso del modelo de barras resulta indispensable. Aun así se tendrán en cuenta a modo de referencia los datos de las tensiones de los elementos finitos.

Para analizar esta sección de SAP2000 en las combinaciones de sismo junto con el peso propio y sobrecargas debemos saber que aparecen tensiones simétricas porque están representadas las envolventes máximas y mínimas. Las tensiones máximas representan en cada punto la tensión debida a tracción más elevada durante todo el periodo de oscilación de la combinación de modos de vibración asumiendo la carga de aceleración del espectro de respuesta. Mientras que la envolvente mínima representa lo mismo pero con las compresiones.

El modelo de barras nos muestra un resultado totalmente coherente como vemos en la Fig. 83. Los esfuerzos se corresponden perfectamente con las deformadas y concuerda con nuestras hipótesis. Este gráfico es de la hipótesis de sismo aislada, o sea, no se está ejerciendo el peso propio. El lado de

la izquierda es el que más deformación experimenta. Está completamente traccionado porque el movimiento sísmico mueve las masas hacia la derecha, y los pilares tiran de los elementos hacia ellos. Este conjunto está aplastando al derecho, que se deforma muy poco porque está comprimido completamente.

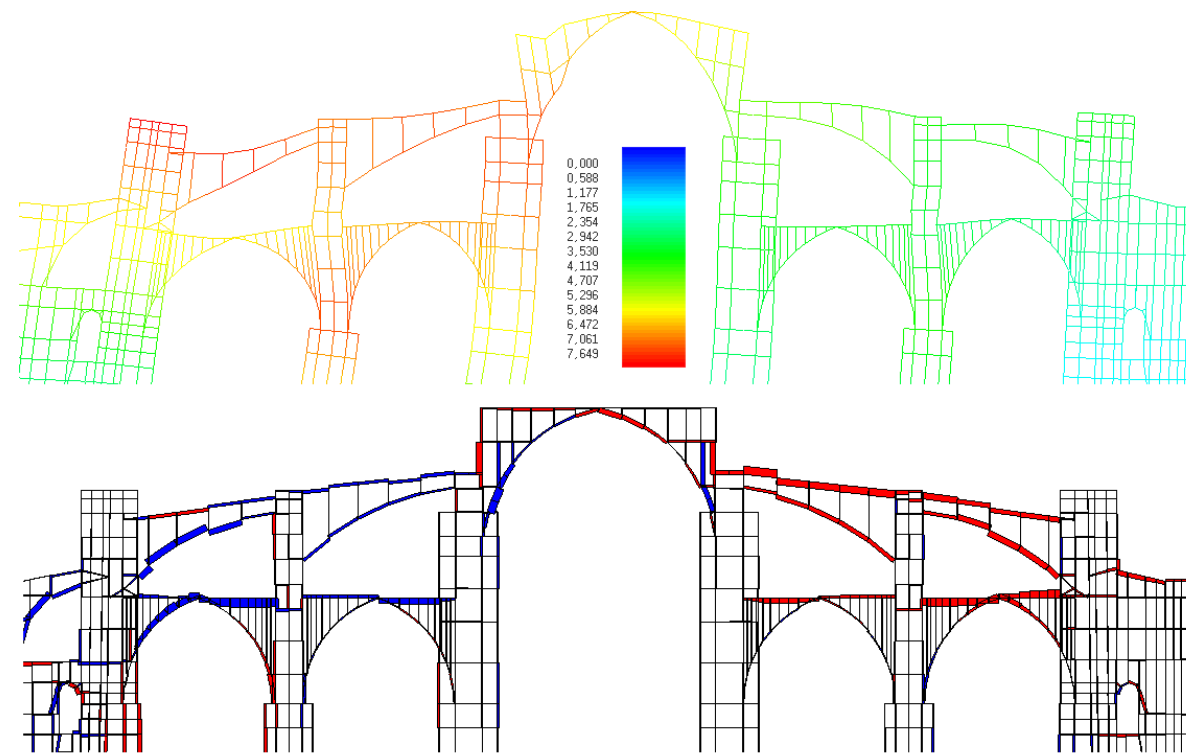


Fig. 83 Deformada y tensiones de hipótesis de sismo sin pesos propio de la sección 1



Fig. 84 Esfuerzos axiales de arbotantes en la combinación de PP+SC+Sismo (Tn)

En la Fig. 84 se muestra la envolvente de combinaciones en cada barra. Observamos que la tracción máxima a la que se llega en un punto es de 2,93Tn en el segundo arbotante colateral, lo que supone una tensión de 43kN/m². Tracción admisible por el material. La menor fuerza horizontal en la secuencia de sismo que actuaría estaría en torno a los 290kN. Podemos ver reflejado en el modelo de barras del estudio anteriormente realizado con elementos finitos, localizando la leve tracción en

la parte inferior del arbotante pudiendo crear grietas, aunque no provocaría el colapso. En el lado opuesto de máximas compresiones, localizamos una tensión máxima de 1.170kN/m², aún dentro de los límites, y una fuerza horizontal de unos 820kN. Si observamos los valores obtenidos en los elementos finitos, son bastante parecidos, aunque la deformada no concuerda con la realidad.

5.17. Estudio específico de las bóvedas

Los elementos que representaron un mayor despliegue ingenieril para los constructores de la época fueron las bóvedas. Es el elemento más interesante de estudio y el que dio pie a la imaginación y desarrollo de muy diversas formas en el medievo. Se ha establecido unas hipótesis de funcionamiento que ahora comprobaremos.

Las bóvedas que encontramos en la Catedral de Sevilla están compuestas por nervios de piedra en los bordes de la plementería que transmiten la carga a los pilares y muros. Una superficie ligera de piedra, llamada plementería y, según la situación, una alcatifa de vasijas, dolios cerámicos y mortero de cal sobre la plementería y la solería cerámica sobre la alcatifa.

Nos encontramos cinco bóvedas con geometría diferente, algunas de ellas del mismo tipo, pero de dimensiones muy diferentes.

Como hemos comentado anteriormente Sap2000 no nos ofrece las SMax, SMin y SVM en la hipótesis de sismo ligada a un espectro de respuesta y combinación de modos de vibración. Sin embargo si nos ofrece el resto de tensiones disponibles ligadas a ejes locales. Mediante el mallado de elementos finitos he dispuesto los ejes lo más parecido posible a la orientación máxima y mínima para

que obteniendo las tensiones S11 y S22 aparezcan diagramas lo más parecido posible a los máximos y mínimos. En el caso de obtener puntos críticos dónde quisiéramos saber las tensiones principales usaríamos el círculo de Mohr. Se aprecian unas tensiones de cortantes muy reducidas casi nulas. No se analizarán los nervios puesto que los ejes locales de los mismos aparecen invariables, o sea, no giran conforme lo hace la geometría de la dovela, por lo que siempre nos mostrarán tensiones de ejes totalmente verticales y horizontales que no resultan útiles para el análisis.

Para demostrar la validez de esta aproximación de tensiones se comparan en las bóvedas del crucero y cimborrio, en la combinación de PP+SC, donde se ve que las diferencias son aceptables (Fig. 85).

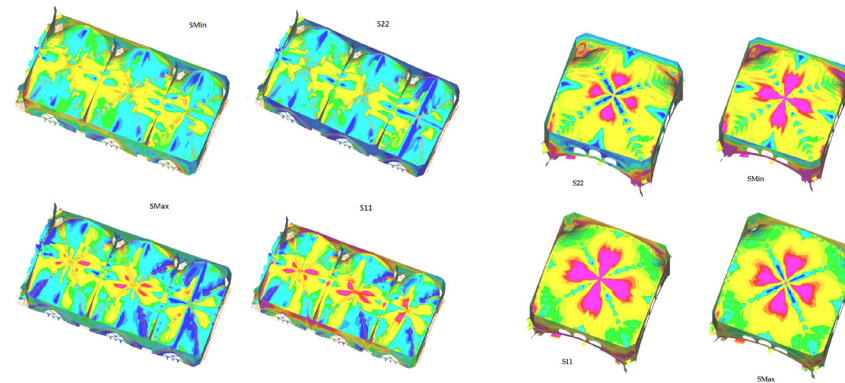
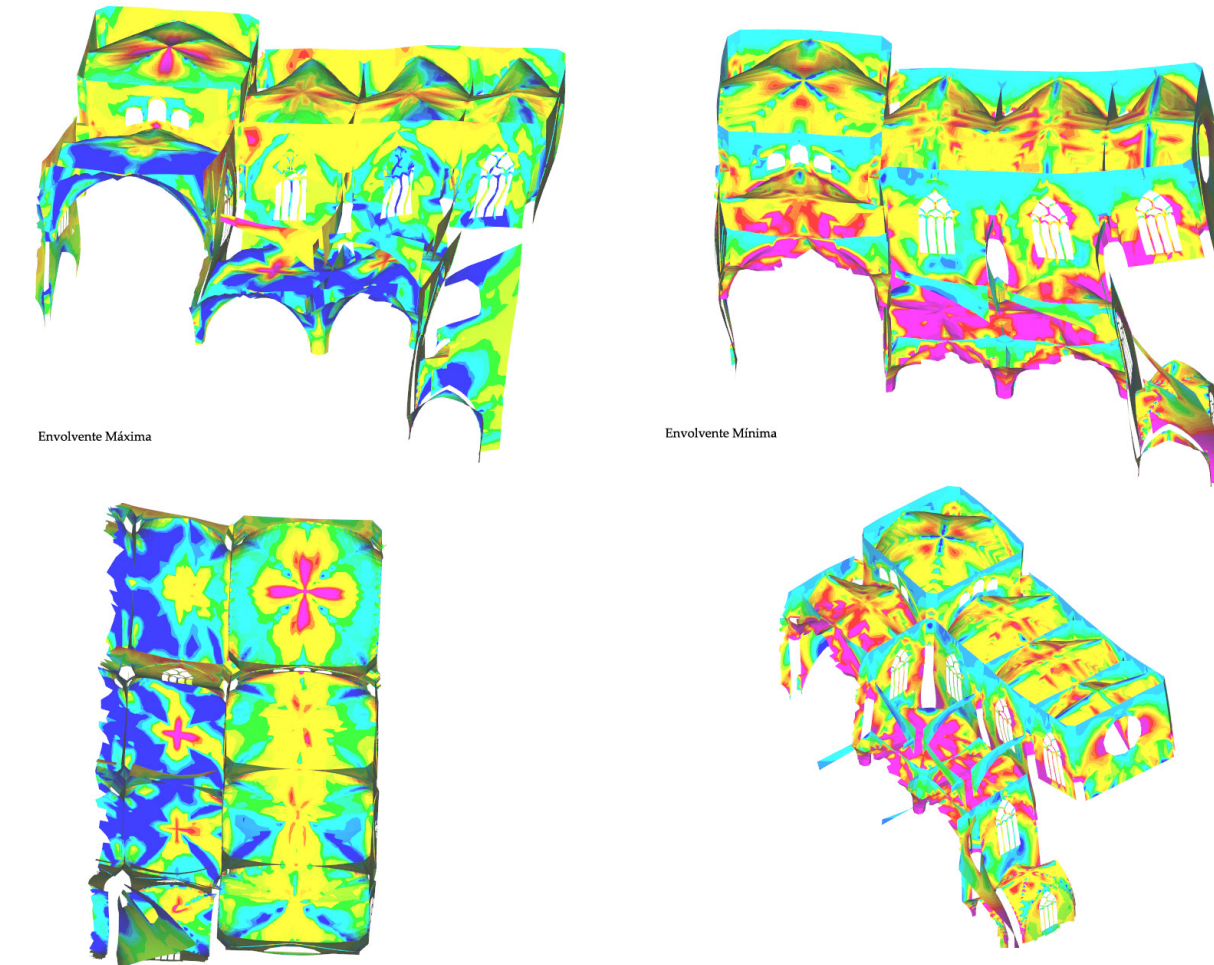


Fig. 85 Comparación de tensiones principales con locales

Para entender las tensiones y la interacción entre elementos es necesario observar una deformada completa de las

bóvedas como sigue. Seguidamente iremos analizando por tipos. Esta vista general es sólo para situarse en la explicación.



BÓVEDAS CUATRIPARTITAS DE PLANTA RECTANGULAR DE LA NAVE CRUCERO

Los resultados muestran una bóveda con buen comportamiento. Se concentran compresiones reducidas puntuales en la clave y las tracciones principales aparecen en el extradós de la parte inferior de los nervios diagonales como resultado del empuje de peso propio de la bóveda. La plementería presenta tensiones de compresión reducidas.

Las compresiones no alcanzan un valor muy alto en estas bóvedas. Sin sobrepasar el 10% de su capacidad total, lo que refleja la efectividad de este tipo de bóvedas y su capacidad de dirigir las fuerzas. Como era de esperar, este conjunto de bóvedas sufre más en la envolvente máxima, presentando la deformada que predijimos en las hipótesis de sismo.

Con la oscilación máxima hacia la puerta la parte más preocupante es el extradós de la segunda bóveda colateral que presenta tensiones en torno a los 400kN/m2. Hay que recordar que fijamos la resistencia a tracción en 675kN/m2. El mismo movimiento realiza la bóveda sobre la puerta pero son tensiones más reducidas gracias a la rigidez de la puerta.

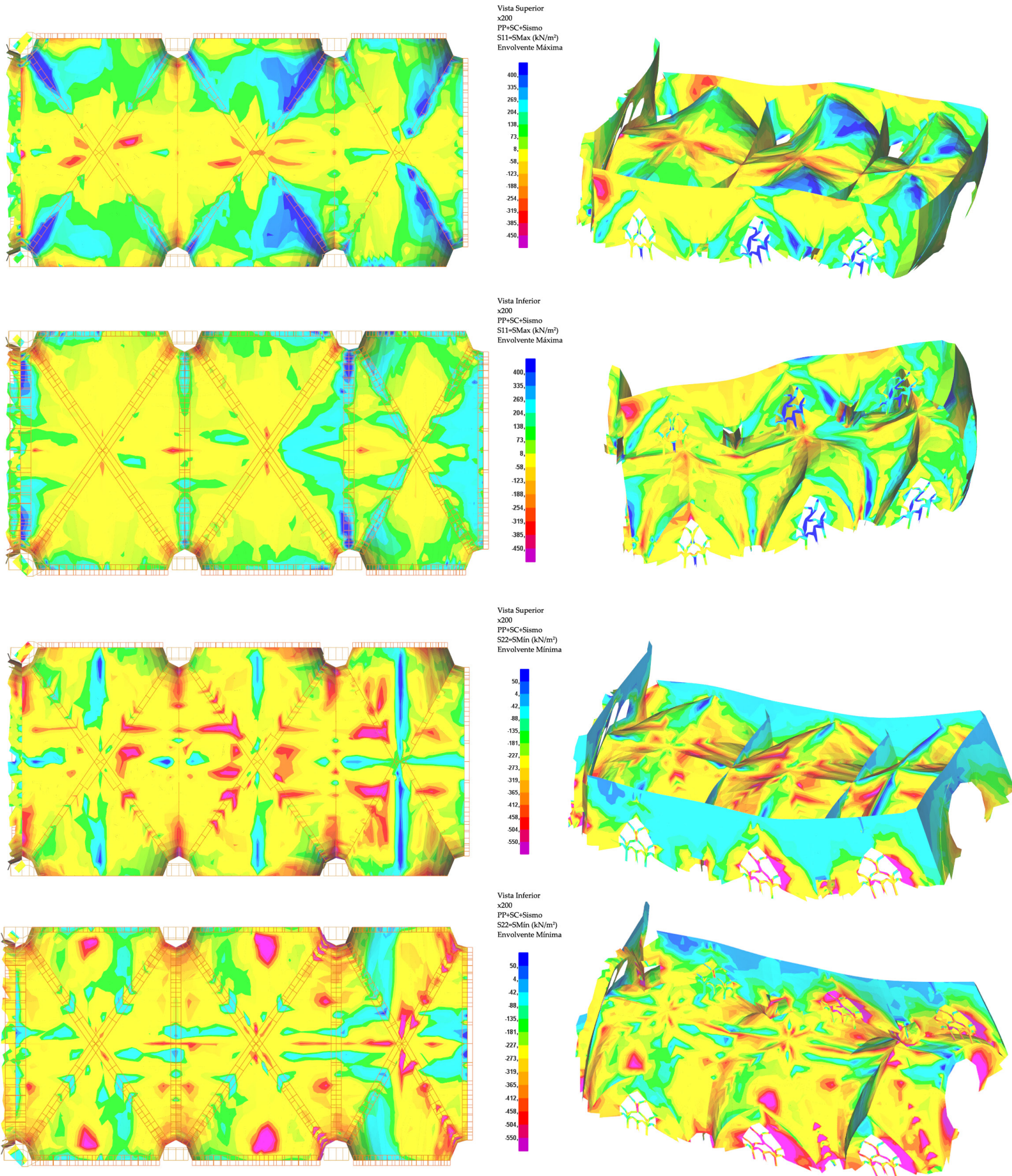
Las tres bóvedas realizan un movimiento compartido que no se puede entender como conjunto sin la interacción entre las bóvedas. La bóveda sobre la puerta ejerce la función de

frente de la oscilación, la rigidez de la puerta impide una gran deformación en su vertical, lo que obliga a la parte inferior del nervio fajón que comparte con la segunda bóveda a deformarse hacia abajo con unas tensiones de tracción importantes ante la masa de la segunda bóveda colateral.

La bóveda junto al cimborrio no presenta grandes deformaciones. De hecho se beneficia de la inercia del movimiento y reduce la tensión inducida por el peso propio en los nervios diagonales del lado Norte, aunque el desplazamiento del cimborrio, al tener mayor masa, tiende a superar a esta bóveda y acentúa las tensiones de los nervios junto a él.

En cambio en la envolvente mínima cuando la oscilación se encuentra en sentido opuesto, las bóvedas no parecen sufrir mucho. El movimiento provoca una elevación de las claves de las bóvedas creando leves tracciones sobre ellas alrededor de 75kN/m2, especialmente en la situada sobre la puerta, que sufre menos descenso por deformación. Este descenso contrarrestaría el fenómeno de elevación de las claves.

En general en caso de sismo es estructuralmente estable, aunque es probable que apareciesen grietas en el extradós de los nervios de la segunda bóveda colateral y parte de la plementería en sentido E-O.



BÓVEDAS DE CRUCERÍA DE LAS NAVES COLATERALES BAJO ALCATIFAS

Estas dos bóvedas pertenecientes al nivel inferior están situadas en el lado Oeste del crucero. Tomamos estas en especial porque son las que tienen las hipótesis de alcatifas más pesadas y por lo tanto la que tiene más posibilidad de fallo. De hecho, en la catedral son las que reflejan mayor cantidad de grietas.

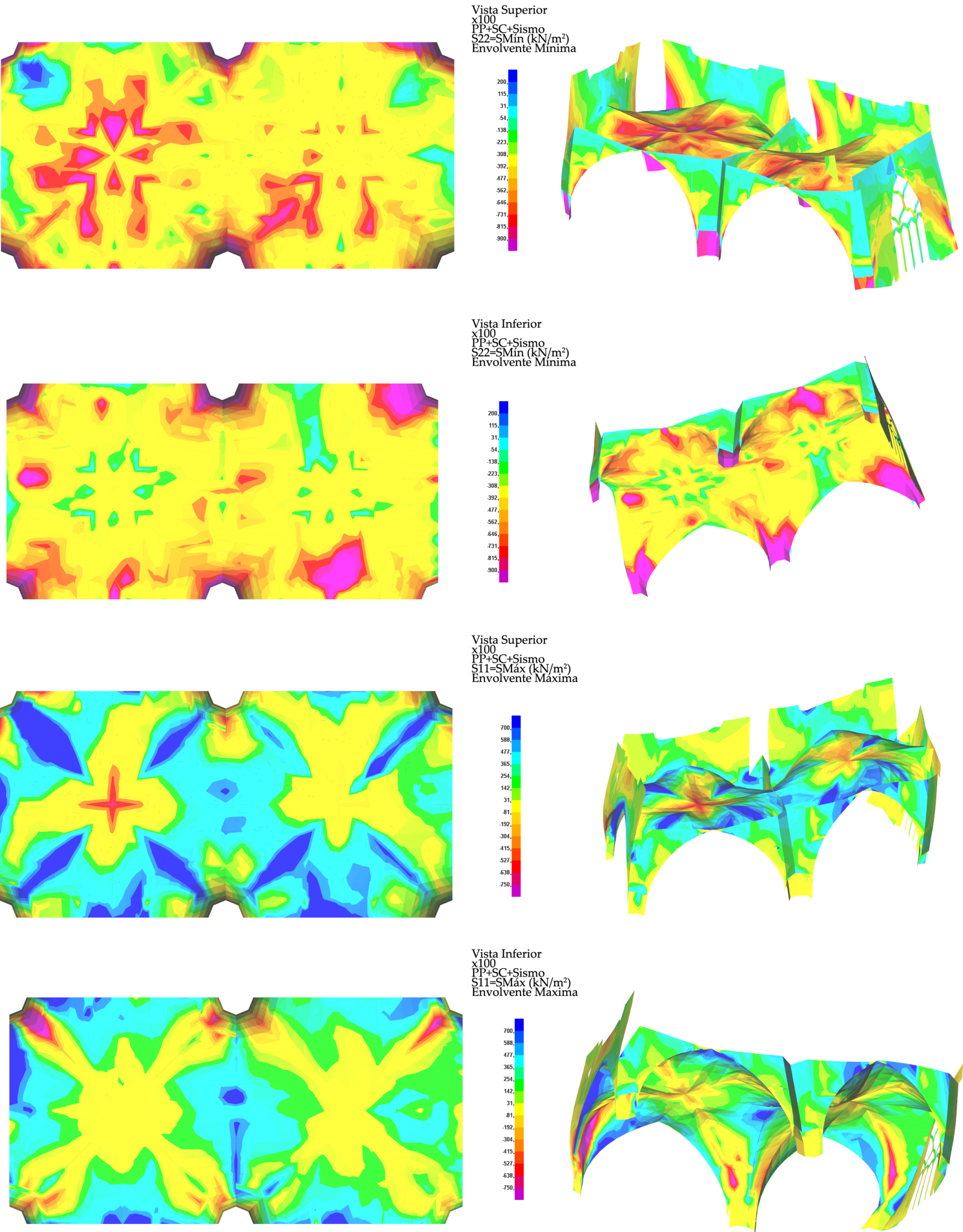
Ambas tienden a ceder hacia la nave crucero debido a las mayores deformaciones de los pilares por no tener ningún arco que arriestre la nave crucero a la altura de estas bóvedas, además de la mayor altura de las bóvedas superiores.

Las tensiones reflejan la diferencia de peso entre ambas bóvedas. La fuerte tendencia de la primera bóveda colateral y las tensiones que presenta van de la mano del cimborrio y del peso de la alcatifa. El pilar que une ambas bóvedas flexa cuando el cimborrio oscila hacia la puerta, además cede debido a su poco arriostramiento como hemos comentado en X e Y, lo que hace fácil su deformación y con ella la de la bóveda que nos ocupa. Esta deformación crea unas tensiones en el extradós del nervio diagonal importantes, que son incrementadas por la acción sísmica. La tracción máxima, como vemos, está por encima de los 700kN/m2, lo que sobrepasa los límites de resistencia del material. Sucede aquí que la enfermedad es parte del remedio. Las alcatifas son las causantes de tan ingentes

tensiones, aunque en la realidad gracias a la configuración de bloque de estas sobre las bóvedas disminuye las deformaciones y centra la línea de empujes por lo que tendremos tensiones menores a las marcadas. Probablemente sean cercanas al límite del material, por lo que en la parte superior de esta bóveda, especialmente en el encuentro con los muros del triforio aparecerían aperturas si se diese el caso de sismo. Este encuentro es un punto crítico para la entrada de agua y la debilitación de los elementos estructurales o el desprendimiento de piedras. Como sabemos en restauración, una grieta no es sólo eso, sino una sucesión de problemas futuros si no se subsanan.

Pasando a la segunda bóveda, esta presenta valores más bajos de tensión y está más influenciada por el movimiento sísmico como muestra la deformada. Nuevamente estamos ante el mismo hecho, el efecto físico de la alcatifa reduciría estas deformaciones notablemente. Vemos, sin embargo, un efecto de torsión debido a la diferencia de oscilación entre diferentes naves y a la rigidez que los contrafuertes aportan a la sección.

En la envolvente mínima las tensiones son mucho más favorables, con compresiones reducidas en toda su superficie a excepción de la zona anteriormente comentada del pilar del cimborrio, aunque la tracción es mucho menor.

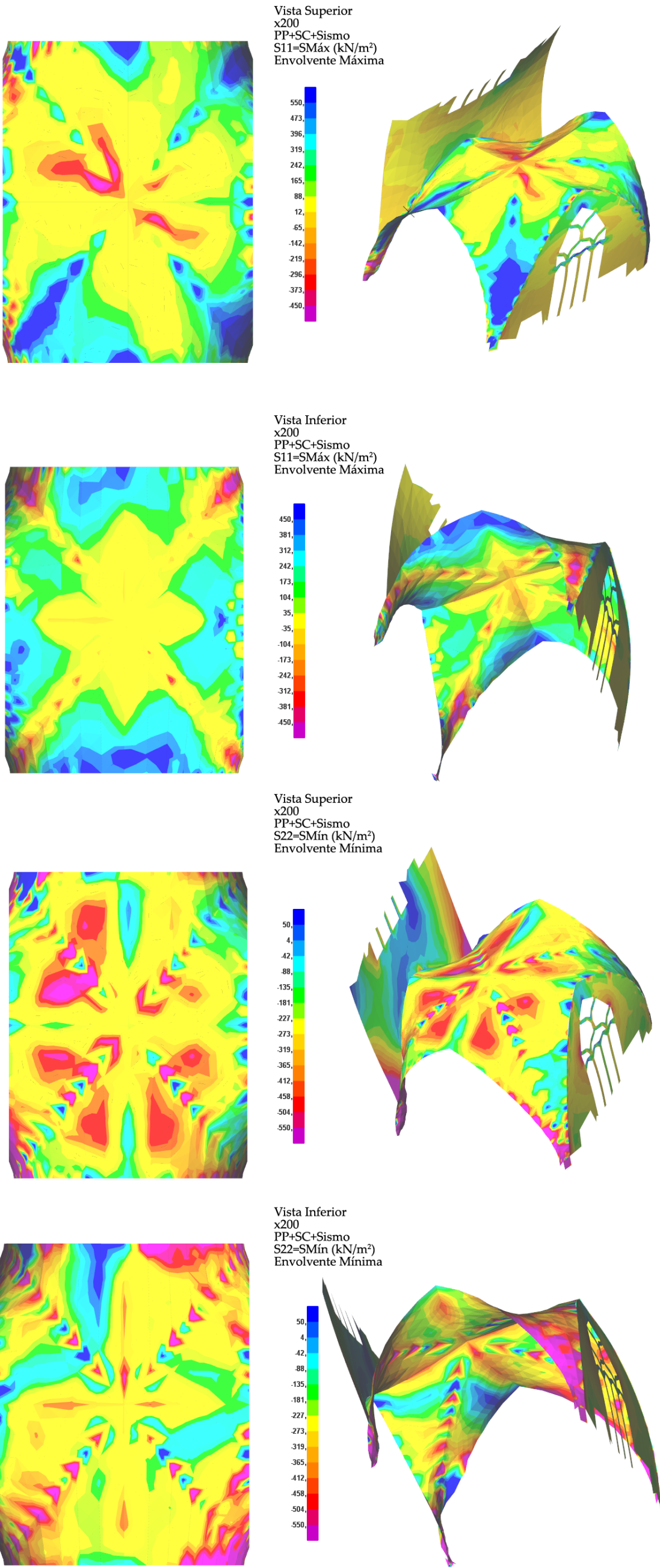


BÓVEDAS CUATRIPARTITAS DE PLANTA RECTANGULAR DE LOS COSTADOS BAJO ALCATIFAS

En la oscilación de envolvente máxima la catedral tiende a aplastar esta bóveda, aunque los contrafuertes por los que está rodeada hacen que no sufra demasiado. Como consecuencia de esta oscilación la bóveda es comprimida lateralmente lo que provoca la compresión general de la cumbre en sentido N-S y en especial la zona de la clave de la bóveda y la parte Oeste. El resultado debería ser simétrico, pero el movimiento de látigo del contrafuerte crea tracciones en la conexión posterior con la bóveda.

Nada que ver con las tracciones exteriores de los nervios diagonales, provocadas por la deformación de la oscilación con una deformada y efectos idénticos a los descritos en las hipótesis. Una vez más las alcatifas aliviarían estos efectos. Aun así las tensiones estarían sobre los 500kN/m2, cercano al límite de tracción pero no tanto como las dos bóvedas analizadas en el punto anterior.

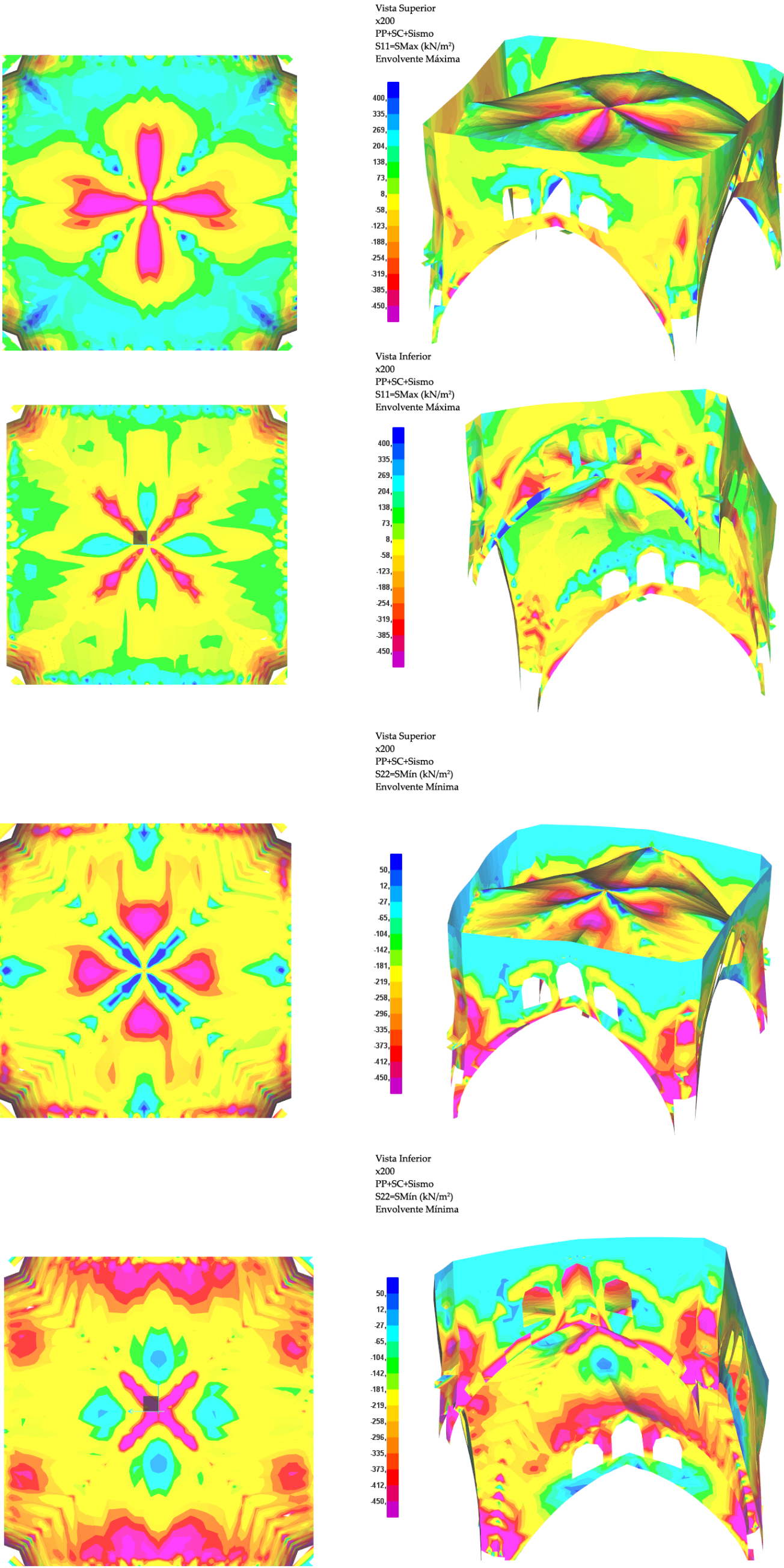
Como en el resto de envolventes mínimas el funcionamiento de la bóveda es correcto sin tensiones notables.



CIMBORRIO DEL CRUCERO

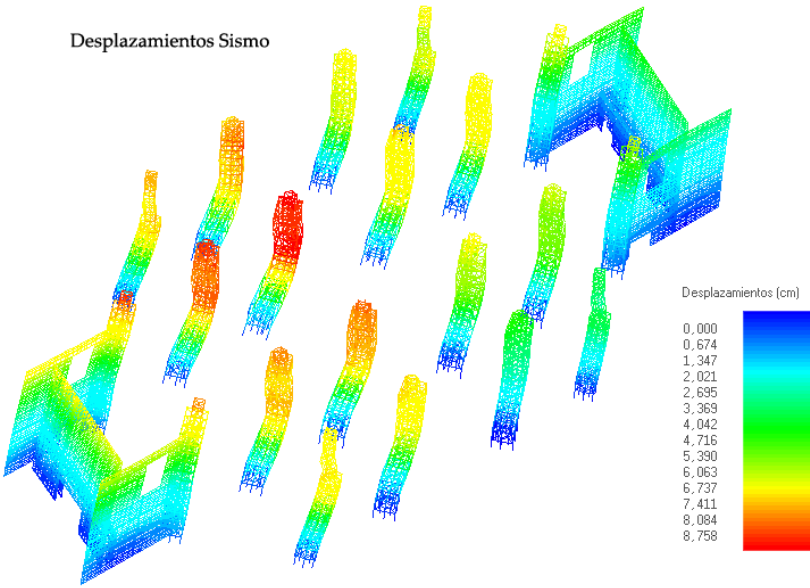
Al contrario que las bóvedas anteriores, esta bóveda está aislada en su perímetro. Tanto en una envolvente como en otra las tensiones del cimborrio son simétricas, lo que quiere decir que los movimientos de esta bóveda son libres y uniformes. Las máximas deformaciones y tensiones se verían reducidas en parte por las nervaduras no modeladas.

No existen tensiones preocupantes que en general están muy por debajo de los límites, lo que refleja un buen diseño de la bóveda y la buena solución que resultó su reconstrucción por derrumbe. Sólo unas tracciones en la parte baja del extradós de los nervios diagonales que podrían alcanzar de manera puntual los 350kN/m2 dejando a su alrededor una zona traccionada de unos 150kN/m2. Este efecto se acentúa por la acción sísmica que ayuda al descenso de las claves provocando compresiones en la zona alta de los plementos y dejando el eje N-S comprimido, lo que provoca un empuje hacia afuera que tracciona la parte de los costados Este y Oeste de la bóveda.

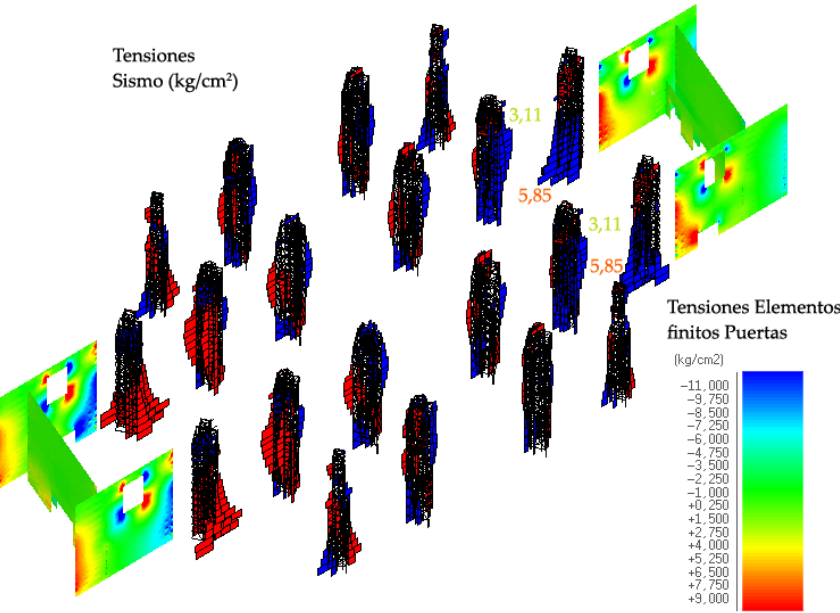


5.18. Soportes

Las diferentes alturas de bóvedas junto con sus diferentes masas sometidas a la fuerza de la acción sísmica hacen que la parte más castigada sean los pilares. Como hemos visto en el punto 5.12, en un estado estático los pilares no tienen puntos de tracción, pero llegan a una compresión en su base y en el encuentro del primer nivel de bóvedas de unos 2.700kN/m2 estando en un llamativo 77% del límite de compresión en la base de los pilares, que es la zona más crítica ya que tiene la resistencia a compresión más baja. Pasemos ahora a la comprobación dinámica de estas zonas. A continuación se muestran los esfuerzos creados únicamente por sismo, sin contar con el peso propio.



Se aprecia un fuerte desplazamiento con grandes tensiones. Tricalc nos permite obtener resultados por separado de elementos finitos y de barras. Los elementos finitos representan tensiones y las barras axiles. Las máximas tensiones de tracción debida a esos axiles en los pilares que son las preocupantes, se indican en la imagen, siendo de 5,85kg/cm2 en la base del pilar de la puerta y de 3,11kg/cm2 hacia la mitad del pilar de la segunda nave colateral. Hay que recordar que estas tensiones son exclusivamente de sismo, sin contar con peso propio. Una vez calculado el peso propio supera con creces las tensiones de tracción que hemos visto, por lo que durante el sismo todas las



partes de los pilares permanecen comprimidas. En el modelo de elementos finitos tenemos unas tracciones en la base de un pilar, pero es bastante leve, y está muy por debajo del límite del material. Precisamente ese es el problema. Si nos encontráramos previamente sobre el 77% del límite de compresión en la base del pilar, la parte opuesta de donde se localizan las tracciones encontraremos compresión extra. La parte más importante a analizar es la base de los pilares ya que es la zona donde se ha estimado una resistencia a compresión más baja. Y es donde más compresión muestran los resultados. Pasaremos a analizar estos resultados.

Un plano de tensiones de las bases de los pilares nos proporciona gran cantidad de información (Fig. 86). Tanta que podríamos averiguar cuál ha sido el movimiento oscilatorio además de ver los incrementos de tensiones en cada pilar. Un punto importante es la resultante de fuerzas y el criterio de fisuración si esta resultante cayera en el núcleo geométrico de la pieza. Mediante el plano que los elementos finitos nos proporciona se puede encontrar el punto exacto. Este plano nos muestra la las tensiones sin sismo, la envolvente mínima y máxima en orden descendente. Estas envolventes muestran de cada elemento finito la tensión máxima y mínima durante toda la oscilación. Algunas tensiones están modificadas según los resultados del modelo de barras.

He creado un mapa de peligrosidad de los diferentes pilares dividido por zonas (Fig. 87). Se toman en cuenta los estudios que hemos realizado donde se reflejan las propiedades resistentes de cada pilar aplicando los coeficientes de seguridad que aportan factores como reconstrucciones, calidad de materiales etc. Finalmente se comparan con los resultados obtenidos de sismo en ambos modelos. Hay que reseñar que los elementos finitos nos dan resultados más amplios que las barras, sobre un 20% mayores. Me he basado en los resultados más perjudiciales para quedarnos del lado de la seguridad. Vemos que pasamos a un máximo del 77% al 80% aún dentro de los límites pero en absoluto despreciable.

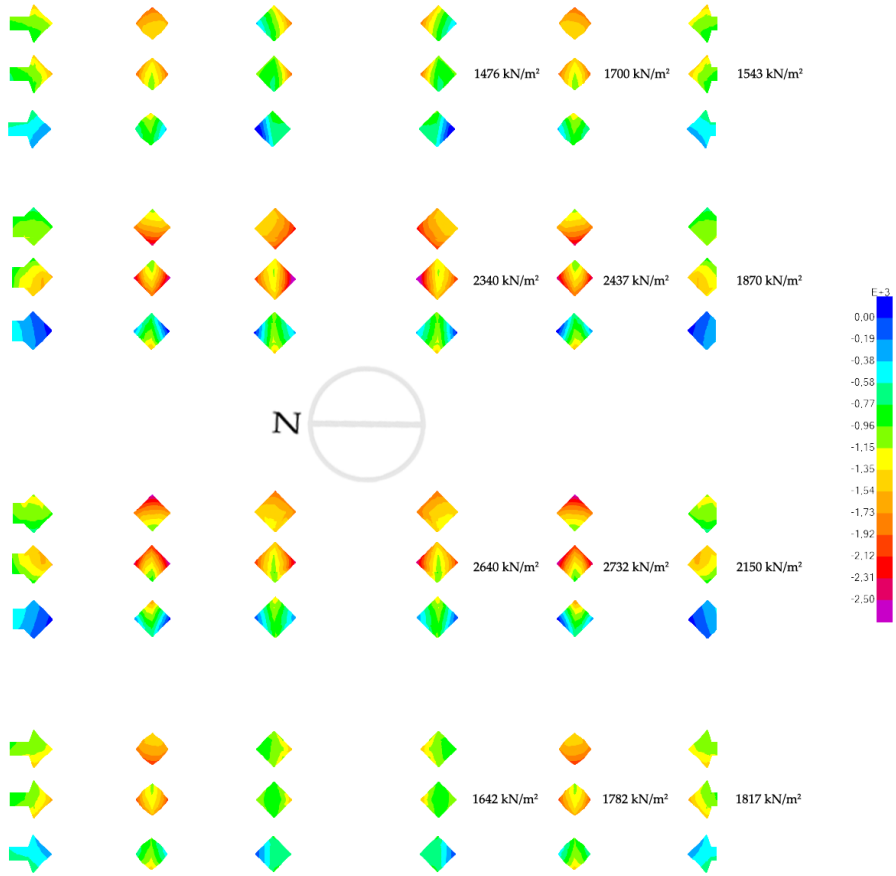


Fig. 86 sión en las bases de los pilares en combinación de peso propio, sismo mín y sismo máx

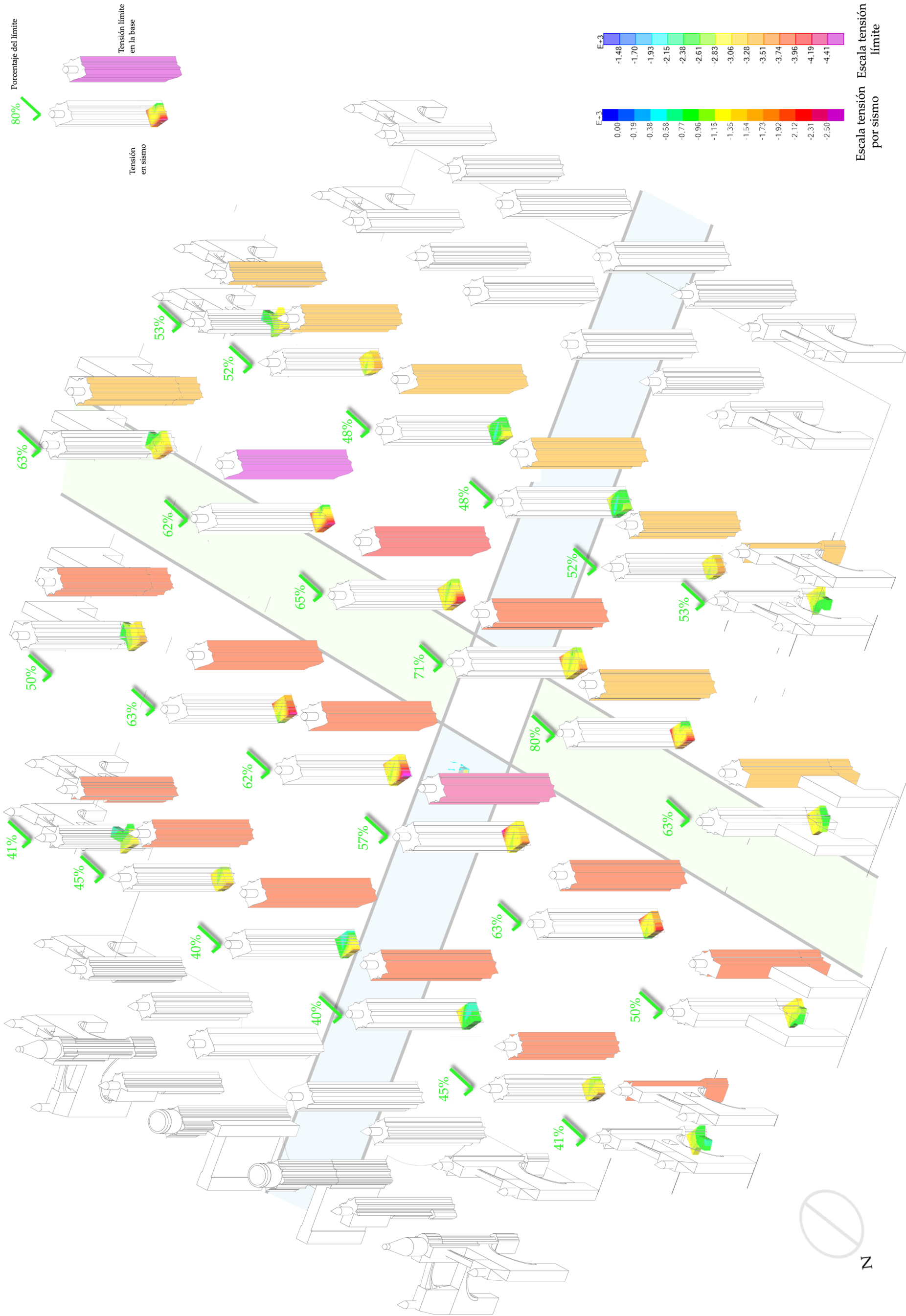


Fig. 87 Plano de peligrosidad potencial de pilares en sismo por porcentajes de resistencia



6

Conclusiones

6 Conclusiones

A día de hoy, para trabajar con Sap2000, está más desarrollado los elementos finitos tipo Shell. Entre sus ventajas está la fácil importación al programa desde programas de CAD o de mallado. Lo que ahorra mucho tiempo, pues el modelado en Sap2000 es un proceso muy tedioso y requiere mucho tiempo. No he sido capaz de encontrar un programa que importe a Sap2000 los sólidos y los reconozca. Además de que los sólidos consumen muchos recursos del ordenador y ralentizan el proceso. Otra ventaja importante de las láminas es que el programa muestra mediante código de color los desplazamientos, mientras que esta opción no existe en sólidos. La mejor opción es modelar todo el modelo de un tipo de elemento finito porque aunque a las superficies se les asigne un volumen y se calcule con respecto a esto, la conexión entre elementos diferentes de distinto espesor entre láminas y sólidos crea tensiones irreales. Ambos elementos tienen sus pros y sus contras, pero como he dicho, en mi opinión las láminas son más óptimas en este programa.

Debido a que este proyecto ha sido el resultado de un duro aprendizaje los modelos son muy mejorables. El mallado y modelado general hubiesen sido otros a día de hoy, aunque el ser consciente de este hecho es el mejor aprendizaje. También soy consciente de que los resultados obtenidos son correctos porque aunque sean mejorables, no son erróneos.

Este proyecto me ha servido para conocer las limitaciones de cada programa. Las virtudes y los defectos de cada uno y que la combinación de diversos métodos de cálculo de distinta dificultad nos da la solución más acertada.

Trabajar con los dos modelos y partiendo de planteamientos básicos ha sido crucial para analizar el conjunto. La unión de ambos programas sirve de chequeo y evita interpretar resultados erróneos y creérmolos.

Una de las mayores ventajas de este sistema es que si en algún punto del análisis un programa muestra resultados erróneos o falla por cualquier motivo, siempre se puede llegar a alcanzar el objetivo fijado utilizando e interpretando el método de cálculo alternativo.

Las hipótesis de comportamiento previas al cálculo me ayudaron mucho a la reflexión sobre el problema y a apuntar hacia los puntos clave sin dar palos de ciego, aunque en principio fuese más catastrofista de lo que mostrasen los resultados más adelante.

Una buena estimación o hipótesis de las cargas de las alcatifas es de vital importancia, pues estas cargas son bastantes elevadas y modifican el comportamiento de la estructura notablemente.

El riesgo sísmico de Sevilla y en especial de la Catedral muestra que existe un riesgo muy alto para que en los próximos años suframos un terremoto de alta intensidad superior a VIII que afectarían a las zonas descritas en este proyecto.

Tenemos bastante confianza con respecto al acoplamiento de la estructura con la onda sísmica, ya que al estar alejados los periodos aporta mucha seguridad al conjunto en este aspecto.

La norma NCSE-02 establece un factor de minoración para el sismo en dirección Z, pero como hemos comprobado esta dirección de oscilación sería despreciable en la Catedral de Sevilla pues el impacto que causa sobre la estructura es prácticamente nulo.

El análisis modal ha ayudado mucho a entender el origen y la causa de tensiones y de las deformaciones finales. Las mayores deformaciones como conjunto debidas a sismo se dan en sentido Norte-Sur, mientras que en sentido perpendicular y vertical las deformaciones predominantes son las de peso propio. Existe una excepción en los contrafuertes que se deforman de manera preocupante en sentido E-O.

Las deformaciones de flecha y de desplazamiento horizontal entran dentro de la normalidad y de la seguridad estructural incluso tratándose de una estructura medieval. La estructura en general es bastante rígida a excepción de los puntos señalados.

Las alcatifas aportan rigidez a las bóvedas y mejoran su comportamiento ante sismo. Si este elemento no existiese las bóvedas sufrirían mayores deformaciones horizontales.

Las bóvedas trabajan de manera correcta y presentan un comportamiento estructuralmente estable en el caso de sismo. De entre ellas, la bóveda que menos sufre es la que cubre las capillas en los costados ya que está protegida por los contrafuertes. Solamente algunas partes tienen mayor importancia y podrían llegar a los límites fijados. En la parte superior de la bóveda de la primera nave colateral del lado Oeste, especialmente en el encuentro con los muros del triforio aparecerían aperturas si se diese el caso de sismo. Este encuentro es un punto crítico para la entrada de agua y la debilitación de los elementos estructurales o el desprendimiento de piedras. Como sabemos en restauración, una grieta no es sólo eso, sino una sucesión de problemas futuros si no se subsanan.

En la segunda bóveda de la nave crucero aparecerían grietas en el extradós de los nervios y parte de la plementería en sentido Este-Oeste debido a las tracciones que sufre, similares a las del cimborrio, aunque al estar menos coaccionado en su perímetro recibe mejor las deformaciones.

A pesar de que su localización es incorrecta y que su diseño no es el óptimo, los arbotantes para combinaciones de esfuerzos estáticos reciben cargas no muy elevadas, pero lo suficientes como para no estar en peligro de inestabilidad estruc-

tural. En hipótesis dinámicas para cada fase de la oscilación sísmica la envolvente cambia las tensiones en cada lado de la catedral, aumentando en uno y reduciendo en otro. Estos valores de tensiones son aceptables, aunque aumentan y disminuyen notablemente siempre se encuentran bajo los límites sin poner en peligro la zona estudiada. Después de un estudio exhaustivo no he hallado ningún valor que resulte preocupante. No se descarta sin embargo la aparición de grietas pronunciadas que si no se reparasen a tiempo podrían causar problemas mayores. Esto sólo puede afirmarse de los arbotantes estudiados, el resto que está fuera del crucero recibe otras cargas más bajas, puesto que el crucero es la parte más pesada de la cubierta. Es posible que estos arbotantes estén menos cargados y pudiesen sufrir algún fallo de los descritos en el análisis.

Los contrafuertes realizarían unos movimientos muy violentos como hemos comentado con los que podrían romper algunas de sus partes. Los pináculos, como se ha visto en la historia de los sismos de la Catedral, son elementos que debido a su geometría y su localización son los más propensos a desprenderse y causar daños. Si este fenómeno ocurre en los contrafuertes estudiados no hay razón para no pensar que no ocurriría también en los arbotantes que se han quedado fuera del modelo y que no están arriostrados entre sí como los del crucero.

Como indicaciones ante este hecho se deberían comprobar la base de los contrafuertes y la conexión con el pilar

pasando por el arbotante superior en busca de grietas además de buscar en el registro las reparaciones y según los resultados tomar medidas de actuación. Como no he tenido acceso a las cubiertas no lo he podido comprobar por mí mismo y la infografía disponible no muestra los puntos deseados.

Si efectivamente hubiese grietas e indicios del problema debemos solucionarlo para evitar un mal mayor el día en que se dé un sismo importante.

Este problema puede atajarse de dos maneras, la primera y con menos impacto visual sería aumentando la compresión del elemento. Se seguiría la filosofía del pretensado, tensando una barra en su interior que también serviría de arriostramiento. Esta barra sería fijada como un estribo al terreno e imprimiendo tensión no muy elevada a su extremo (Fig. 88). Se debe asegurar una buena conexión entre el cuerpo de la barra y la piedra. En el momento del sismo, la tensión pasaría a la barra desten-

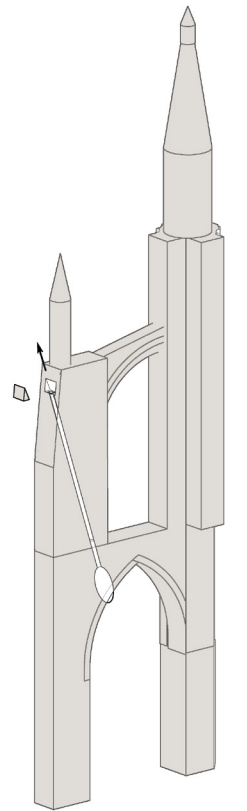


Fig. 88 Posible solución al problema de los contrafuertes

sándola y evitando la oscilación del contrafuerte. La segunda opción sería evitar directamente la oscilación por el exterior como en la Catedral de Beauvais con barras metálicas dúctiles, pero esta opción aunque más barata resultaría altamente invasiva, modificando la estética del conjunto de las cubiertas.

Por lo general los pilares estarían solicitados a unas tensiones entre el 50 y el 60% de su límite, a excepción de los pilares de la parte Oeste del crucero. En especial el pilar 2F de la nave colateral Norte que asciende al 80% de su capacidad límite. En principio debería tener las mismas características que su homólogo en la nave Sur pero después de esta investigación se han encontrado indicios de que este ha sido el menos restaurado a lo largo del tiempo por lo que su peligrosidad aumenta, por el contrario el pilar de la nave Sur fue sustituido por completo en piedra por Fernández Casanova. No sería de extrañar que apareciesen grietas puntuales en el pilar 2F y alrededores sin llegar a colapsar, aunque lo ideal sería realizar un estudio más profundo de este pilar realizando algunas pruebas e inspeccionándolo al detalle.

7 Futuras líneas de investigación

Representación virtual animada de la evolución estructural de la Mezquita Almohade a la Catedral de Sevilla, demolición y construcción de la obra nueva.

Estudio y comparación del método de estática gráfica con los elementos finitos usando fuerzas horizontales que simulen el sismo.

Mejorar la precisión del modelo 3D utilizando herramientas gráficas más precisas como el escáner 3D.

Reducción de capacidad portante de pilares y muros debido a la humedad de infiltración y capilaridad.

Mejorar el mallado general de la estructura para afinar en los cálculos de elementos finitos. Mallar de una manera más uniforme los objetos “Shell” y crear los objetos “Solids” mediante extrusión para poder dividirlos más uniformemente, lo que ahorrará tiempo y aportará precisión.

Modelado de la capilla de la Antigua para incorporarla al modelo de elementos finitos dinámico y estudiar su impacto sobre las capilla contigua y la puerta.

Estudio de los tipos de entrega de cada arbotante, funcionamiento y problemas que corrigen.

Estudio dinámico de los arbotantes fuera del crucero no arriostrados entre sí.

Estudio de la parte fuera del modelo estudiado en este proyecto.

Estudio de los movimientos de los arbotantes sin arriostrar que quedan fuera del modelo de este proyecto.

Modelado de las alcatifas y estudio del efecto de los riñones en las bóvedas.

Calibrado sísmico del modelo con métodos de toma de datos de las vibraciones ambientales en diferentes puntos de la estructura.

Estudio de reparaciones preventivas en la estructura de la Catedral a partir de este estudio.

Modelado de otras partes de la Catedral para finalmente realizar un modelo completo de la Catedral de Sevilla incorporando todas sus partes.

Comparación de las grietas de la Catedral con el modelo e intentar realizar un análisis retrospectivo o back analysis para aproximar aún más el modelo a los problemas reales de la estructura.

Estudio de las consecuencias de los desperfectos estudiados en este proyecto en el resto de la estructura si el sismo tuviese réplicas o continuase una vez hecho el daño.

8 Bibliografía

ECO, UMBERTO, *Cómo se hace una tesis : técnicas y procedimientos de estudio, investigación y escritura*, Barcelona, Editorial Gedisa, 2004.

GENTIL GOVANTES, PILAR, *El riesgo sísmico de Sevilla*, Sevilla, Servicio de Publicaciones Universidad de Sevilla, 1989.

BARRIOS PADURA, ÁNGELA, *Estudio de las cimentaciones en edificios históricos en la provincia de Sevilla. Siglos XII al XVI.*, Sevilla, Tesis doctoral, 2001.

ALMAGRO GORBEA, ANTONIO; ZUÑIGA URBANO, IGNACIO; ESCUELA DE ESTUDIOS ÁRABES CSIC, *Atlas Arquitectónico de la Catedral de Sevilla*, Sevilla-Granada, 2007.

MUÑOZ SALINAS, FRANCISCO, *Una Contribución a la Modelización y Virtualización Numérica de Estructuras Arquitectónicas*, (Una aplicación práctica a la estructura del Sagrario de la Catedral de la Ciudad de México), Barcelona, Tesis doctoral, 2000.

ESCRIG PALLARÉS, FÉLIX; PÉREZ VALCÁRCEL, JUAN, *La modernidad del Gótico. Seis puntos de vista sobre la arquitectura medieval*, Sevilla, Universidad de Sevilla, Vicerrectorado de Investigación, 2004.

JIMÉNEZ MARTÍN, ALFONSO; COLLANTES DE TERRÁN SÁNCHEZ, A; RODRÍGUEZ ESTEVEZ, J.C; PINTO PUERTO, F; RUIZ DE LA ROSA, J.A; AMPLIATO BRIONES, A.L., *La catedral gótica de Sevilla : fundación y fábrica de la obra nueva*, Sevilla, Secretariado de Publicaciones de la Universidad de Sevilla, 2006.

JIMÉNEZ SANCHO, ÁLVARO, «Actas del tercer congreso nacional de historia de la construcción. Rellenos cerámicos en las bóvedas de la catedral de Sevilla.», Sevilla, 2000.

JIMÉNEZ MARTÍN, ALFONSO; PÉREZ PEÑARANDA, ISABEL, *Cartografía de la montaña hueca*, Sevilla, Cabildo Metropolitano de la Catedral de Sevilla, 1997.

HISLOP, MALCOLM, *Cómo construir una catedral*, Madrid, Ediciones Akal, 2013.

JIMÉNEZ MARTÍN, ALFONSO; GÓMEZ DE TERREROS GUARDIOLA, MARÍA DEL VALLE, *El Espíritu de las Antiguas Fábricas : Escritos de Adolfo Fernández Casanova sobre la Catedral de Sevilla (1888-1901)*, Sevilla, Fundación para la Investigación y Difusión de la Arquitectura, 1999.

GÓMEZ DE CÓZAR, JUAN CARLOS, «Proporción y geometría: Las secciones transversales de los templos medievales. El caso de Sevilla.», Sevilla, Valencia y Barcelona, Aula Hernán Ruiz, 2010.

GÓMEZ DE TERREROS GUARDIOLA, MARÍA DEL VALLE, «Obras de Joaquín de la Concha Alcalde en la Catedral de Sevilla.», Sevilla, Universidad de Sevilla, Departamento de Historia del Arte, 1996.

CASSINELLO PLAZA, MARÍA JOSEFA, «Actas del primer congreso nacional de historia de la construcción: Bóvedas góticas españolas. Influencia de la configuración constructiva actual en su estabilidad», Madrid, 1996.

Ministerio de Fomento, *Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02*, Madrid, 2002.

Ministerio de Fomento, *Código Técnico de la Edificación. Documento Básico de Seguridad Estructural*, Madrid, 1999.

ESBERT, M.; ORDAZ, J; ALONSO, F.J; RUIZ DE ARGANDONA, V.G; MONTOTO, M; MARCOS, R. y VALDEON L., «Caracterización petrofísica y alterabilidad de las piedras de la Catedral de Sevilla», Oviedo, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, Departametno de Geología, Universidad de Oviedo, 1988.

Ayesa, «Memoria General. Proyecto de sustitución de los pilares 4C y 5C de La Catedral de Sevilla.», 2008.

BARRIOS PADURA, ÁNGELA; VALVERDE ESPINOSA, IGNACIO; POLO VELASCO, JORGE; FERNÁNDEZ VÉLEZ, MIGUEL A; MARTÍNEZ GIRÓN, ÁNGEL, «Caracterización de la cimentación y suelo subyacente de la Giralda de Sevilla/España», Instituto Eduardo Torroja-CSIC, 1997.

BARRIOS PADURA, ÁNGELA; VALVERDE ESPINOSA, IGNACIO; BORJA BARRERA, FRANCISCO, «Estudio de la cimentación de los pilares de la Catedral de Sevilla.», CSIC, 1997.

H. BARBAT, ALEX; CANET, JUAN MIGUEL, *Estructuras sometidas a acciones sísmicas. Cálculo por ordenador*, Barcelona, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, 1994.

MARTÍNEZ, JOSE LUIS; MARTÍN CARO, JOSÉ A; LEÓN, JAVIER, «Comportamiento mecánico de la obra de fábrica.», Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras, E.T.S.Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, U.P.M, 2001.

CASSINELLO PLAZA, MARÍA JOSEFA, «Influencia del espesor de la junta de mortero en la deformabilidad de las fábricas pétreas medievales», Madrid, Escuela Técnica Superior Arquitectura Madrid, 2005.

Apuntes de clase del tutor D.Emilio Yanes Bustamante.